

30-0158/001

"Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Konstruktionen
aus bewehrtem Normal- und Leichtbeton
mit und ohne Vorspannung"

ABSCHLUSSBERICHT

vorgelegt von

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina
und
Dr.-Ing. D. Nölting

Braunschweig, Oktober 1984

Gefördert mit Mitteln des Instituts für Bautechnik, Berlin
(Az.: IV/1-5-258/80)

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Inhaltsverzeichnis

	Seite
<u>Bezeichnungen</u>	VII

Teil I: Einleitung

1 <u>Einleitung</u>	1
1.1 Problemstellung.....	1
1.2 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit.....	4
2 <u>Geschichtlicher Überblick</u>	8
2.1 Fundamente.....	8
2.2 Pilzdecken.....	11
2.3 Flachdecken.....	12
3 <u>Experimentelle Untersuchungen</u>	16
3.1 Allgemeines.....	16
3.2 Versuchsdaten.....	16
3.3 Wertung der Datenerfassung.....	17
3.4 Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf baupraktische Stahlbetontragwerke.....	19
3.4.1 Problematik.....	19
3.4.2 Einfluß der Wahl des als Versuchskörper geprüften Bauteilausschnittes.....	19
3.4.3 Einfluß der Belastungsanordnung.....	23
3.4.4 Einfluß des Versuchsmaßstabes.....	24
3.4.5 Einfluß des Belastungsvorganges.....	25
3.5 Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse.....	26
3.5.1 Allgemeines.....	26
3.5.2 Rißbildung.....	26
3.5.3 Bruchvorgang.....	29
3.5.4 Formänderungen der Platte.....	32
3.5.5 Einleitung der Stützenlast.....	33
3.5.6 Beanspruchung der Biegezugbewehrung.....	34
3.5.7 Beanspruchung der Biegedruckzone.....	36
4 <u>Biegebeanspruchung</u>	41
4.1 Trennung in die Beanspruchungsarten Biegung und Schub.....	41
4.2 Querschnittsanalyse.....	43
4.3 Schnittgrößen- bzw. Traglastermittlung.....	43

Teil II: Konstruktionen nach DIN 1045

5	<u>Vorliegende Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens</u>	47
5.1	Allgemeines zum Grundfall des Durchstanzens	47
5.1.1	Definitionen und Bezeichnungen	47
5.1.2	Besonderheit bei Fundamenten (Beiwert α_F)	47
5.1.3	Versuchsdaten	49
5.2	Beschreibung der Berechnungsvorschläge	49
5.3	Versuchsnachrechnungen	55
5.3.1	Daten, Annahmen	55
5.3.2	Berechnungsergebnisse	56
6	<u>Gewähltes Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens</u>	58
6.1	Allgemeines	58
6.2	Bewertung der vorliegenden Berechnungsverfahren	58
6.2.1	Verfahren zur Bruchlastbestimmung	58
6.2.2	Nachweisverfahren der Bauvorschriften	59
6.3	Gewähltes Verfahren zur Bruchlastberechnung	61
6.3.1	Entscheidungskriterien und Entscheidung	61
6.3.2	Berechnungsansatz "G1"	63
6.3.3	Berechnungsansatz "G2"	64
6.4	Tragverhalten und Bruchmechanismus	66
6.5	Parametereinflüsse	68
6.5.1	Versuchsnachrechnungen nach "G2"	68
6.5.2	Streckgrenze (β_S)	72
6.5.3	Betondruckfestigkeit (β_C)	72
6.5.4	Bewehrungsprozentsatz (μ)	73
6.5.5	Statische Nutzhöhe (h)	74
6.5.6	Plattenschlankheit (λ)	74
6.5.7	Druckbewehrung (μ')	75
6.5.8	Bewehrungskonzentrationen (μ_K, μ_G)	76
6.5.9	Stützens Ausbildung (c_k, c_q)	77
6.5.9	Plattenform ($\ell_x \neq \ell_y$)	78

	Seite
7 <u>Nachweismethode der DIN 1045 zum Grundfall des Durchstanzens</u>	79
7.1 Derzeitiges Nachweisverfahren der DIN 1045.....	79
7.1.1 Beschreibung.....	79
7.1.2 Versuchsnachrechnungen.....	80
7.2 Kritik am Verfahren der DIN 1045.....	84
7.3 Empfohlenes Sicherheitskonzept.....	86
7.4 Empfohlenes Nachweisverfahren.....	87
7.4.1 Mögliche Alternativen zum derzeitigen Nachweisverf.	88
7.4.2 Mögliche Änderungsvorschläge zum " " " 	90
7.4.3 Empfehlungen zur Überarbeitung der DIN 1045.....	93
8 <u>Vergleich des Balkenschubbruchs mit dem Grundfall des Durchst.</u>	94
8.1 Allgemeines.....	94
8.2 Bruchvorgang.....	95
8.3 Bruchlastberechnung.....	98
8.3.1 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Biegemomente.....	98
8.3.2 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Schubspannungen.....	100
9 <u>Pilzdecken</u>	104
9.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	104
9.2 Berechnungsvorschlag.....	106
9.3 DIN 1045.....	110
10 <u>Ausmittige Stützenbeanspruchung</u>	114
10.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	114
10.2 Vorliegende Berechnungsverfahren.....	115
10.2.1 Mögliche Grundideen.....	115
10.2.2 Hilfsgröße $F/\max \tau$	116
10.2.3 Hilfsgröße $F/\max m$	120
10.2.4 Verhältnisswerte F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} :.....	122
10.2.5 Ersatztragwerke.....	125
10.3 Berechnungsvorschlag.....	125
10.4 DIN 1045.....	128

11	<u>Aussparungen in Stützennähe</u>	129
11.1	Definition, Bezeichnungen, Daten.....	129
11.2	Berechnungsvorschlag.....	131
11.2.1	Tragverhalten.....	131
11.2.2	Untere Grenze der Tragfähigkeit.....	132
11.2.3	Unsymmetrische Aussparungen.....	133
11.2.4	Versuchsnachrechnungen.....	134
11.2.5	Berechnungsvorschlag.....	137
11.3	DIN 1045.....	137
12	<u>Schubbewehrung</u>	140
12.1	Definition, Bezeichnungen, Daten.....	140
12.2	Versuchsauswertungen.....	141
12.2.1	Versuchsbeobachtungen.....	141
12.2.2	Versuchsnachrechnungen.....	145
12.2.3	Tragverhalten, Bruchmechanismus.....	148
12.2.4	Einfluß der Schubbewehrung auf die Tragfähigkeit.....	150
12.3	Vorliegende Berechnungsverfahren.....	152
12.4	Berechnungsvorschlag.....	154
12.5	Empfehlungen für weitere Forschungen.....	156
12.6	DIN 1045.....	158
13	<u>Rand- und Eckstützenbereiche</u>	161
13.1	Tragverhalten, Bezeichnungen, Daten.....	161
13.2	Literatursichtung.....	162
13.3	DIN 1045.....	165
14	<u>Zusammenfassung des Teiles II mit Textvorschlägen zur Änderung des Abschnittes 22 der DIN 1045</u>	169
14.1	Tragverhalten, Bruchmechanismus.....	169
14.2	Bruchlastberechnung.....	171
14.3	Kritik am Durchstanznachweis der DIN 1045.....	174
14.4	<u>Änderungsvorschläge zur DIN 1045</u>	175
14.4.1	Überblick.....	175
14.4.2	Alternative I : Neufassung (Grundfall nach "G2").....	177
14.4.3	Alternative II : Var. zu Alt. I (Grundfall nach "G3")..	186
14.4.4	Alternative III: Begrenzte Änd. des derz. Normtextes...	189

Teil III: Konstruktionen nach DIN 4227, DIN 4219
und Konstruktionen ohne DIN-Regelungen

15	<u>Vorspannung</u>	193
15.1	Definition, Bezeichnungen, Daten.....	193
15.2	Ausführung durchstanzgefährdeter Spannbetonkonstruktionen...	195
15.3	Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse.....	197
15.3.1	Versuche der Verfasser /118/.....	197
15.3.2	Rißbildung.....	198
15.3.3	Bruchvorgang.....	198
15.3.4	Formänderungen der Platte.....	200
15.3.5	Spanngliedkräfte.....	201
15.3.6	Beanspruchung der Biegezugbewehrung.....	201
15.3.7	Beanspruchung der Biegedruckzone.....	202
15.3.8	Randlast - Randverformungen.....	202
15.4	Tragverhalten, Bruchmechanismus.....	203
15.4.1	Plattenschnittgrößen (Biegemoment m_{bv} , Querkraft q_{bv})..	203
15.4.2	Scheibenschnittgrößen (Normalkraft n_{bv}).....	205
15.4.3	Rißverklammerung über Verbund.....	206
15.5	Vorliegende Berechnungsvorschläge.....	207
15.6	Versuchsnachrechnungen.....	213
15.7	Bewertung der Nachrechnungsergebnisse.....	217
15.7.1	Plattenschnittgrößen (Biegemoment m_{bv} , Querkraft q_{bv})..	217
15.7.2	Scheibenschnittgrößen (Normalkraft n_{bv}).....	218
15.7.3	Berechnungsvorschlag.....	218
15.7.4	Einfluß des Verbundes zwischen Spannstahl und Beton....	220
15.7.5	Platten ohne Betonstahlbewehrung.....	221
15.7.6	Spanngliedverteilung.....	221
15.7.7	Sonderfälle.....	222
15.8	DIN 4227.....	223

	Seite
16 <u>Leichtbeton</u>	226
16.1 Definition, Bezeichnungen, Daten.....	226
16.2 Eigenschaften.....	227
16.3 Vorliegende Berechnungsvorschläge.....	230
16.4 Theoretische Überlegungen.....	233
16.5 Versuchsauswertungen.....	236
16.6 DIN-Vorschriften (DIN 4219 und DIN 4227 Teil 4).....	237
17 <u>Stahlbaumäßige Einbauteile</u>	239
17.1 Allgemeines.....	239
17.2 Stahlpilze.....	239
17.3 Schubarme.....	240
17.4 Schubanker.....	241
17.5 Dübelleisten.....	243
18 <u>Acht weitere Sonderfälle</u>	248
18.1 Allgemeines.....	248
18.2 Stahlfaserbeton.....	248
18.3 Einachsige gespannte Platten.....	250
18.4 Lochrandgestützte Platten.....	253
18.5 Köcherfundamente.....	255
18.6 Pfahlkopfplatten.....	257
18.7 Stoßartige Beanspruchungen.....	259
18.8 Erdbebenbeanspruchungen.....	260
18.9 Brandbeanspruchung.....	263
19- <u>Zusammenfassung</u>	
<u>Literaturverzeichnis</u>	266

Anhang A1:

Versuchsdaten.....	A1.1
--------------------	------

Anhang A2:

Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile.....	A2.1
--	------

Anhang A3:

m/F-Beziehungen nach der Elastizitätstheorie.....	A3.1
---	------

Anhang A4:

Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie.....	A4.1
--	------

Anhang A5:

Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens.....	A5.1
---	------

TEIL I

Einleitung

Inhaltsübersicht:

(Vollständiges Inhaltsverzeichnis s. im Vorspann)	Seite
1 Problemstellung, Zielsetzung und Gliederung.....	1
2 Geschichtlicher Überblick.....	8
3 Experimentelle Untersuchungen.....	16
4 Biegebeanspruchung.....	41

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Unter planerischen und nutzungstechnischen Gesichtspunkten ist es häufig von Vorteil, Deckensysteme die - zumindest in ihren Innenbereichen - nur auf Stützen, nicht aber auf Wänden ruhen, unter Verzicht auf Unterzüge als "punktförmig gestützte Platten" (Bezeichnung nach DIN 1045 /1/) auszuführen. Die Decken werden im allgemeinen ohne Stützenkopfverstärkungen als "Flachdecken" hergestellt, seltener mit Stützenkopfverstärkungen als "Pilzdecken". Der Fortfall störender Unterzüge erleichtert das Verlegen von Versorgungsleitungen und ermöglicht die besonders im Behälterbau häufig verlangte ungehinderte Luftzirkulation direkt unter der Decke. Des weiteren kann die Gesamthöhe eines Bauwerkes - bzw. Gesamttiefe, beispielsweise bei Tiefgaragen - bei gleichbleibender Nutzhöhe der Innenräume reduziert werden.

Flachgründungen unter einzeln stehenden Stützen wurden in der Anfangszeit des Stahlbetonbaues als äußerst gedrungene und nahezu unbewehrte Stampfbetonfundamente ausgeführt. Jedoch schon sehr früh ging man zur Betoneinsparung und Verminderung der erforderlichen Gründungstiefe auf schlankere, biegebeanspruchte Platten konstanter Dicke - im folgenden als "Einzelfundamente" bezeichnet - über.

Stahlbetonplatten der beschriebenen Arten, die unmittelbar auf Stützen gelagert oder durch Stützen belastet sind, können auf zwei unterschiedliche Weisen versagen.

(1) Biegebruch entlang einer Hauptachse:

Bei dieser Versagensart tritt der Bruch ein, wenn die Biegetragfähigkeit des als Balken betrachteten Plattensystems erschöpft ist. Starke Risse entlang der Hauptachsen des Plattensystems kennzeichnen diese Bruchart (s. Bild 1.1).

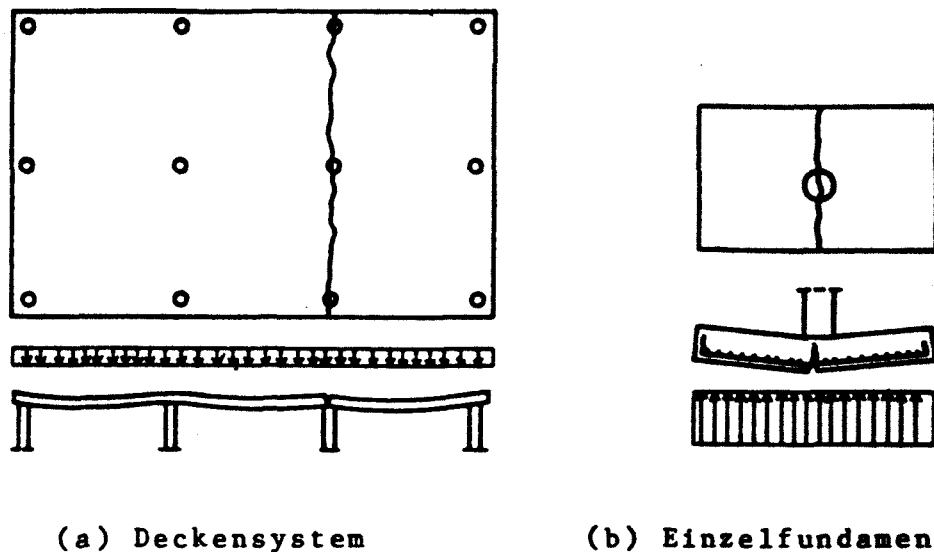


Bild 1.1: Bruchschema beim Biegebruch entlang einer Hauptachse

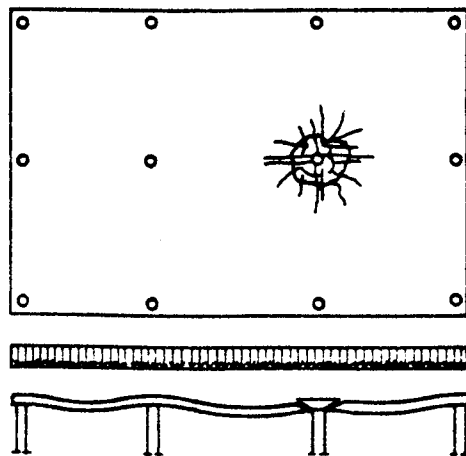
Mit dieser Versagensart verbunden ist die Problematik der Berechnungsannahmen hinsichtlich der Verteilung des "Balkenmomentes" in Querrichtung und hinsichtlich möglicher "Umlagerungen" der Momente zwischen den Stütz- und den Feldbereichen des Ersatzbalkens. Bei entsprechenden Überlegungen stehen Fragen der Gebrauchsfähigkeit (Durchbiegungsbegrenzung, Rißbreitenbeschränkung) im Vordergrund.

Auch der in verschiedenen Bemessungsvorschriften (z.B.: DIN 1045) verlangte Nachweis, daß an keiner Stelle der Platte unter den nach der Elastizitätstheorie für den Lastfall "rechnerische Bruchlast" ermittelten Biegemomenten die "örtliche Tragfähigkeit" erschöpft sein darf, dient in erster Linie der Wahrung der Gebrauchsfähigkeit. Der Begriff der "örtlichen Tragfähigkeiterschöpfung" bezeichnet dabei den Zustand, in dem die Biegetragfähigkeit eines aus der Platte herausgelöst gedachten Plattenquerschnittes infolge der in ihm wirkenden Beanspruchungen rechnerisch erschöpft ist. Nach DIN 1045 beispielsweise ist dies der Fall, wenn am Biegedruckrand Betonstauchungen von mehr als 3,5‰ oder im Stahl der Biegezugbewehrung Dehnungen von mehr als

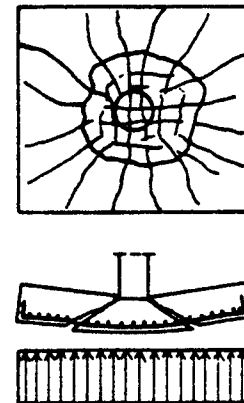
5,0 ‰ auftreten. Die "Systemtragfähigkeit" mit einem Bruch entsprechend Bild 1.1 liegt wesentlich höher, da dieser Bruch erst eintritt, wenn die Biegetragfähigkeit entlang der gesamten Bruchlinie erschöpft ist.

(2) Durchstanzen:

Bei der zweiten möglichen Bruchform versagt die Platte entlang einer den Stützenanschluß umlaufenden Linie. Es entsteht dabei - zentrische Stützenbeanspruchung vorausgesetzt - ein annähernd rotationssymmetrisches Riß- bzw. Bruchbild, wie es als Bild 1.2 gezeigt ist. Bruchauslösend ist das Versagen der Betondruckzone der Platte an der Wurzel eines unter ca. 30 bis 45° geneigten umlaufenden Risses.



(a) Deckensystem



(b) Einzelfundament

Bild 1.2: Rißbild und Bruchschema beim Durchstanzen von Stahlbetonbauteilen

Der Bruchriß löst ein kegelstumpffähnliches Teil aus der Platte heraus. Nach dem eigentlichen Bruch drückt sich die Stütze - das herausgelöste Plattenteil dabei vor sich herschiebend - durch die Platte hindurch. Dieser erst nach dem eigentlichen Versagen zu beobachtende Abschervorgang führte zur Bezeichnung Durchstanzen.

Die noch nicht befriedigend erforschten Probleme bezüglich des Durchstanzens betreffen in erster Linie den Versagenszustand, d.h. den Systembruch entsprechend Bild 1.2. So ist zu klären, mit welchem Mechanismus der Bruch abläuft, welche Kraft- oder Verformungskenngrößen das eigentliche Bruchkriterium darstellen und wie die Traglast rechnerisch vorherbestimmt werden kann.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich ausschließlich mit der Bruchart des Durchstanzens, wobei Betrachtungen zum Gebrauchszustand außer acht gelassen werden und nur der Versagenszustand untersucht wird. Der Antragstellung zum Forschungsvorhaben entsprechend zielen diese Untersuchungen in erster Linie darauf ab, die Nachweisverfahren bzw. Bemessungsregeln der Bauvorschriften hinsichtlich der Durchstanzgefahr zu prüfen und - soweit erforderlich - Verbesserungsvorschläge zu unterbreiten. Der nachfolgende Abschnitt erläutert diese Zielsetzung und die hierzu gewählte Arbeitsweise.

1.2 Zielsetzung und Gliederung der Arbeit

Mit der vorliegenden Arbeit werden folgende zwei Ziele angestrebt:

- (1) Literaturlauswertung und Darstellung des derzeitigen Kenntnisstandes zum Durchstanzen (Tragverhalten, Bruchmechanismus, Traglastberechnung).
- (2) Erarbeitung eines für die Anwendung in der Baupraxis angemessenen Verfahrens zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen und, daraus resultierend, Angabe von Verbesserungsvorschlägen zu den entsprechenden Nachweisverfahren der derzeit gültigen DIN-Vorschriften.

Die große Zahl unterschiedlicher möglicher Konstruktionsformen durchstanzgefährdeter Platten machten es notwendig, die Arbeit primär nach den Konstruktionsformen zu gliedern und erst sekundär nach den Arbeitsschritten Literaturlauswertung, Beurteilung vorgeschlagener Methoden zur Bruchlastbestimmung und Vorschläge zur Verbesserung der DIN-Vorschriften. Die Arbeit gliedert sich deshalb wie folgt:

Teil I: Allgemeines

Einleitung

(Abschn. 1)

Problemstellung, Zielsetzung und Gliederung der Arbeit werden besprochen.

Geschichtlicher Überblick

(Abschn. 2)

Die wesentlichsten Entwicklungsschritte zur heutigen Bauweise und zum heutigen Wissensstand werden beschrieben.

Experimentelle Untersuchungen

(Abschn. 3)

Die Daten von Bruchversuchen zum Durchstanzen werden für programmgesteuerte Versuchsnachrechnungen aufbereitet, und Versuchsbeobachtungen und Ergebnisse versuchsbegleitender Messungen werden zusammenfassend geschildert. Schwerpunktmäßig wird hierbei über Versuche zum Grundfall des Durchstanzens (Definition s. u.) berichtet.

Biegebeanspruchung

(Abschn. 4)

Soweit für Versuchsnachrechnungen nach vorgeschlagenen Traglastberechnungsmethoden Verfahren zur Analyse des Biegebeanspruchungszustandes erforderlich sind, werden diese Verfahren besprochen und für programmgesteuerte Berechnungen aufbereitet.

Teil II: Konstruktionen nach DIN 1045- Grundfall des Durchstanzens (Abschn. 5 bis 8)

Unter dem "Grundfall des Durchstanzens" ist das Durchstanzen solcher Flachdecken und Fundamente zu verstehen, die hinsichtlich Belastung, Plattenausbildung und Bewehrungsanordnung keinerlei Besonderheiten aufweisen und die deshalb keinem der nachfolgend (teils noch zu Teil II und teils zu Teil III) aufgeführten "Sonderfälle" zugeordnet werden können.

Vorliegende Verfahren zur Traglastberechnung und Bemessung werden vorgestellt, und es werden Versuchsnachrechnungen nach ihnen durchgeführt. (Abschn. 5)

Anhand der Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen und anhand theoretischen Überlegungen werden die Berechnungsverfahren bewertet, und es wird ein geeignetes Traglastberechnungsverfahren gewählt, mit dem die Einflußnahme der wesentlichen Bauteilparameter auf die Durchstanztragfähigkeit untersucht werden kann. (Abschn. 6)

Das Bemessungs- bzw. Nachweisverfahren der derzeit gültigen DIN 1045 wird beschrieben und beurteilt, und es werden Neuvorschläge aus der vorgenannten Methode zur Traglastberechnung abgeleitet. (Abschn. 7)

Abschließend wird ein ausführlicher Vergleich des Durchstanzens mit dem Balkenschubbruch angestellt. (Abschn. 8)

- Pilzdecken (Abschn. 9)- Platten mit Biegemomentenangriff am Stützenkopf
(exzentrische Stützenbeanspruchung) (Abschn. 10)- Platten mit Aussparungen in Stützennähe (Abschn. 11)- Platten mit Schubbewehrung (Abschn. 12)- Rand- und Eckstützenbereiche (Abschn. 13)

Teil III: Konstruktionen nach DIN 4227, DIN 4219 und Konstruktionen ohne DIN-Regelungen

Dieser Teil behandelt folgende drei Sonderfälle ausführlich:

- Spannbetonplatten nach DIN 4227 (Abschn. 15)
- Leichtbetonplatten nach DIN 4219 (Abschn. 16)
- Platten mit stahlbaumäßigen Einbauteilen (Abschn. 17)

Auf weitere acht Sonderfälle brauchte dem Antrag zu diesem Forschungsvorhaben nach nicht eingegangen zu werden. Der Vollständigkeit halber werden sie dennoch angesprochen, wenn auch nur in äußerst knapper Form:

- Stahlfaserbetonplatten (Abschn. 18.2)
- Einachsige gespannte Platten (Abschn. 18.3)
- Lochrandgestützte Platten (Abschn. 18.4)
- Köcherfundamente (Abschn. 18.5)
- Pfahlkopfplatten (Abschn. 18.6)
- Stoßartige Beanspruchungen (Abschn. 18.7)
- Erdbebenbeanspruchungen (Abschn. 18.8)
- Brandbeanspruchungen (Abschn. 18.9)

2 Geschichtlicher Überblick

Der Schwerpunkt des nachfolgenden geschichtlichen Abrisses liegt auf der Entwicklung der Konstruktionsformen und ihrer Schubbemessung. Ausführliche Rückblicke zur Biegemomentenermittlung sind u.a. in den Vortragsmanuskripten von Herzog /72/ und Stiglat /193/ zu finden.

2.1 Fundamente

Bereits 1914 wies Frank im Lehrbuch für Eisenbetonbau /54/ auf die hohen Scherkräfte in Stahlbetonfundamentplatten hin. Er leitete aus seinen Erkenntnissen jedoch lediglich die Empfehlung ab, von dieser Bauweise abzusehen. Erst Henkel /89(a)/ machte 1915 einen Vorschlag für ein entsprechendes Berechnungsverfahren. Ausgehend vom Ort und der Richtung der maximalen Schubspannungen und sicherlich in Unkenntnis möglicher Bruchformen sah er allein eine Gefahr des Abscherens zwischen der in die Platte hinein verlängert gedachten Stütze und der auskragenden Platte. Er schlug vor, die Schubspannung entsprechend den damaligen preußischen Bestimmungen auf $4,5 \text{ kp/cm}^2$ ($\approx 0,45 \text{ N/mm}^2$) zu begrenzen. An die Anordnung einer Schubbewehrung wurde noch nicht gedacht.

Braun /89(b)/ wandte sich in einer Leserzuschrift des Jahres 1916 gegen Henkels Berechnungsvorschläge und verlangte nach wissenschaftlichen Versuchen zur Tragfähigkeit von Stahlbetonfundamenten. Seiner Ansicht nach konnte nur unter Berücksichtigung der Beanspruchungskombination aus Biegung und Abscheren ein brauchbares Bemessungs- oder Nachweisverfahren entwickelt werden. Dieser Erkenntnis ist sicherlich voll zuzustimmen, auch wenn sie sich bis heute noch nicht überall ganz durchgesetzt hat.

In den USA, wo die Entwicklung nicht nur von Pilz- und später von Flachdecken, sondern auch von Stahlbetonfundamenten den Europäern ständig erheblich voraus eilte, veranlaßte

die früh erkannte Gefahr des Durchstanzens bereits in den Jahren 1908 bis 1911 auführliche experimentelle Forschungen der Art, wie Braun sie forderte. Talbot /198/ führte umfangreiche Untersuchungen an Einzelfundamenten durch, die wie damals üblich, keine Schubbewehrung aufwiesen. Er beobachtete dabei Biegebrüche nach Bild 1.1b, Durchstanzbrüche nach Bild 1.2b mit unter ca. 45° geneigten Bruchkegeloberflächen sowie Verbundversagen infolge unzureichender Haftfestigkeit zwischen Stahl und Beton oder infolge ungenügender Verankerung der Biegezugbewehrung an den Plattenrändern. Für den von ihm als maßgebend angesehenen Schnitt um die Stütze im Abstand der statischen Nutzhöhe h ermittelte Talbot Bruchschubspannungen, die mit 0,8 bis 1,4 N/mm² in der gleichen Größenordnung lagen wie die Bruchschubspannungen bei Versuchen an vergleichbaren Balken. Die damals in den USA bereits bekannte Abhängigkeit der Balkenschubtragfähigkeit vom Grad der Biegezugbewehrung wurde auch für das Durchstanzen bestätigt gefunden.

Henkel berichtete 1916 /89(c)/ für den deutschsprachigen Raum über Talbots Versuche. Damit jedoch erlosch in Deutschland das Interesse am Durchstanzproblem für mehrere Jahrzehnte, da bei den damals üblichen Konstruktionsformen und Abmessungen kaum die Gefahr des Durchstanzens bestand.

Erste experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen wurden in Deutschland 1935-1936 von Graf /72/ durchgeführt. Zwar handelte es sich um randgestützte Quadratplatten unter mittiger Einzellast, den Abmessungsverhältnissen ($h = 30$ bis 50 cm, $l = 1,50$ m, $c = 20$ bis 30 cm) und der Bewehrungsführung (6 der 8 Platten waren durch Schrägaufbiegungen aus der Biegebewehrung schubbewehrt) nach entsprachen die Versuchskörper jedoch eher Einzelfundamenten als Deckenplatten. Als Auswertungsergebnis für die 2 nicht schubbewehrten Platten stellte Graf in einem quadratischen Schnitt im Abstand der halben statischen Nutzhöhe um die Lasteinleitungsfläche Schubspannungen $\tau_u = 1,25$ und $2,1$ N/mm² in derselben Größenordnung fest wie bei vergleichbaren Balken.

Ausgehend von der Wiedergabe des Vorschlages von Mörsch in /72/, die aufsummierte Zugkraft der unter 45° aufgebogenen Bewehrungsstäbe mit der Annahme einer unter 45° geneigten Betondruckstrebe als $Z_s = F/\sqrt{2}$ zu berechnen, setzte eine in deutschen Fachkreisen lang anhaltende Diskussion um das zutreffende Tragmodell dieserart schubbewehrter Fundamentplatten ein. Einer der engagiertesten Verfechter des alternativen Tragmodells mit einer horizontal wirkenden Druckstrebe und demzufolge des Ansatzes $Z_s = F \cdot \sqrt{2}$ war Fuchssteiner /61/.

In den USA nahm Richart /174/ 1944 die erwähnten Versuche von Talbot wieder auf und setzte sie mit den inzwischen wesentlich verbesserten Baustoffen und Fertigungsmethoden in umfangreichen Versuchsserien fort, ohne jedoch hieraus eine Methode zur Traglastbestimmung oder Bemessungsregeln abzuleiten. Erst Hognestad und Elstner /52/, /94/ sowie Whitney /210/ holten dies nach und entwickelten aus den Versuchsergebnissen empirisch Formeln zur Bruchlastberechnung. Damit endete in den USA jedoch das Interesse am Durchstanzen von Fundamenten praktisch vollständig zugunsten intensiver Forschungen zum Durchstanzen von Flachdecken.

Auch in der Bundesrepublik wurde das Durchstanzen mit dem Aufkommen der Flachdeckenbauweise in den 50-er Jahren vorrangig als ein Problem der Bemessung und Berechnung von Decken angesehen. In jüngster Zeit erkannte man jedoch, daß noch einige Fragen zum Durchstanzen von Fundamenten einer Klärung bedurften, und es wurden verschiedene experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Dieterle (/43/, /44/, /46/, /47/, /48/) untersuchte u.a. den Einfluß der Plattendicke, der Biegebewehrungsführung und der Schubbewehrung, Kordina und Nölting /117/ den Einfluß exzentrischer Stützenbeanspruchung.

Während der Durchstanznachweis für Flachdecken bereits 1957 in der DIN 1045 geregelt wurde, sind entsprechende Angaben für Fundamente dort erst seit 1978 zu finden.

2.2 Pilzdecken

Bereits um die Jahrhundertwende wurden in den USA trägerlose Deckensysteme gebaut. Die dabei üblichen weit ausladenden Pilzköpfe ließen kaum die Gefahr des Durchstanzens aufkommen.

Zur Bemessung konnte man auf die Ergebnisse der oben erwähnten Forschungsarbeit von Talbot /198/ an Fundamenten zurückgreifen, die u.a. auch in den amerikanischen Stahlbetonbestimmungen von 1924 ihren Niederschlag fanden. Neben der Festlegung auf bestimmte Mindestabmessungen der Pilzköpfe wurde dort auch ein Schubsicherheitsnachweis verlangt. Für letzteren waren Schnitte im Abstand der statischen Nutzhöhe h sowohl um die Stütze als auch um die Stützenkopfverstärkungen zu führen. Die in diesen Schnitten berechneten Schubspannungen durften bestimmte, der Betondruckfestigkeit proportionale und innerhalb gewisser Grenzen vom Biegebewehrungsprozentsatz abhängige Grenzwerte nicht überschreiten.

Während für das Durchstanzen damit - wenigstens vorläufig - eine befriedigende Regelung gefunden war, bereitete die Biegebemessung insbesondere angesichts des in den USA stets sehr niedrig angesetzten Sicherheitsniveaus weiterhin beträchtliche Probleme. Hiervon zeugt die große Anzahl der zum Biegetragverhalten damals durchgeführten experimentellen Untersuchungen, über die zum Teil auch im deutschsprachigen Raum berichtet wurde (s. /127/, /163/ und /164/).

In Deutschland wurden zwar auch schon sehr früh vereinzelt Pilzdecken gebaut, starke Verbreitung aber fand die Bauart erst, als die Berechnung solcher Konstruktionen 1925 in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Vorläufer der DIN 1045) geregelt wurde. Die Gefahr des Durchstanzens war in dieser Vorschrift durch die Vorgabe bestimmter Mindestabmessungen der Pilzköpfe ausgeschaltet. Ein Schubsicherheitsnachweis für einen die Stütze umlaufen-

den Schnitt wurde nicht verlangt. Die Biegemomente durften näherungsweise nach einem von Marcus /136/ entwickelten und lange Zeit in der DIN 1045 beibehaltenen Ersatzrahmenverfahren ermittelt werden.

Die Diskussion um die Berechnung von Pilzdecken befaßte sich in der Folgezeit nach 1925 allein mit der Biegebemessung. Die Amerikaner stützten sich hauptsächlich auf Versuchsergebnisse und gaben in ihren Vorschriften tabellarisch Bemessungsmomente an, die nach den Ergebnissen deutscher Plattenforscher (siehe hierzu /129/) nicht haltbar waren. In Deutschland betrachtete man die Problematik fast ausschließlich von der theoretischen Seite. Eine ausführliche Darstellung der Theorien und Bemessungsvorschläge enthält das mehrfach neubearbeitete und erweiterte Buch "Pilzdecken" von Grein /73/.

Die deutschen wie die amerikanischen Vorschriften zur Berechnung trägerloser Decken änderten sich erst mit der Verbreitung der Flachdeckenbauweise in den 50-er Jahren. Pilzdecken werden seit dieser Zeit als Sonderformen von Flachdecken behandelt.

Gezielte Versuche zum Durchstanzen von Pilzdecken wurden erstmalig vor wenigen Jahren in Karlsruhe /149/ an Pilzdeckenausschnitten durchgeführt.

2.3 Flachdecken

Ende der 30-er Jahre ging man in den USA dazu über, auf die schalungstechnisch aufwendigen und für die Nutzung eines Gebäudes oft störenden Pilzkopfverstärkungen bei trägerlosen Deckensystemen zu verzichten. Zur Vermeidung der Durchstanzgefahr war es anfangs in den USA sehr verbreitet, zur Schub- und gleichzeitig zur Biegetragfähigkeitsverstärkung Walzprofilträger im Stützenbereich der Decken einzubauen. Wheeler /209/ berichtet bereits 1936 über Messungen an Ge-

bäuden mit solchen Konstruktionen. Noch heute ist diese Bauweise in den Stahlbetonbestimmungen der USA ausführlich geregelt.

Ende der 50-er Jahre bis Anfang der 60-er Jahre setzt in aller Welt eine ungestüme Forschungstätigkeit zum Durchstanzen von Flachdecken ein. Zwischen 1958 und 1964 berichten allein 18 Forscher aus - in zeitlicher Folge - den USA, Großbritannien, Israel, Schweden, Australien, Norwegen, Deutschland und Frankreich über eigene Versuche hierzu. Bis heute liegen Berichte über mehr als 100 experimentelle Untersuchungen zum Thema vor.

Erwähnenswert ist besonders die umfangreiche Arbeit von Moe /147/, der neben dem Normalfall einer Innenstütze eines Flachdeckensystems auch Sonderfälle wie Aussparungen in Stützennähe, Bewehrungskonzentrationen über der Stütze, Schubbewehrungsformen und die Einleitung von Stützenkopfmomenten infolge ausmittig angreifender Stützenkräfte experimentell untersuchte und auswertete. Seine Berechnungsvorschläge gingen in vereinfachter Form bereits 1963 in die damalige Neufassung der US-Stahlbetonbestimmungen (ACI Standard 318 - 63) ein und wurden auch bis zur heute gültigen Fassung /12/ kaum verändert.

In der Bundesrepublik begann man erst beim Wiederaufbau nach dem Kriege die ersten Flachdecken zu bauen. Im Vorschriftenwesen der Bundesrepublik wurde die Ausführung von Flachdecken erstmals 1957 in den ergänzenden Bestimmungen zum § 26 der DIN 1045 geregelt. Zur Biegemomentenermittlung wurde auf das bereits für Pilzdecken erwähnte Ersatzrahmenverfahren verwiesen, wobei nur geringfügige Änderungen hinsichtlich der Gurt- und Feldstreifenbreiten vorgenommen wurden. Für das Durchstanzen wurden Regelungen festgelegt, die sich eng an die Nachweise zum Balkenschub anlehnten.

Unter der Federführung von Franz /57/ wurde in den 60-er Jahren der Abschnitt Durchstanzen für die Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1972 erarbeitet. Er wertete unter anderem eigene Versuchsserien an Stahlbetonplatten und spannungsoptische Untersuchungen des Einleitungsbereiches von Stützenlasten in Platten aus. Der neue bis heute gültige Schubsicherheitsnachweis für Flach- und Pilzdecken unterschied sich prinzipiell von dem entsprechenden Nachweis für Balken. Im Durchstanznachweis fand die Tragfähigkeitsbeeinflussung durch die Biegezugbewehrung Berücksichtigung, für den Balkenschubnachweis dagegen setzte sich diese hier natürlich genau so richtige Betrachtungsweise nicht durch. Leider wurden Moes /147/ bereits 1963 in den amerikanischen Stahlbetonbestimmungen berücksichtigte Erkenntnisse zum Durchstanzen von Decken mit ausmittig angreifenden Stützenlasten und mit Aussparungen in Stützennähe nicht beachtet, so daß für diese Fälle keine bzw. äußerst unwirtschaftliche Regelungen festgelegt wurden.

Die Neufassung der DIN 1045 im Jahre 1978 /1/ brachte keine wesentlichen Änderungen hinsichtlich des Durchstanznachweises für Flachdecken, wohl aber hinsichtlich des zulässigen Näherungsverfahrens zur Biegemomentenermittlung. Hier wurde nämlich vom Ersatzrahmenverfahren abgegangen und dafür die Berechnung nach Tabellen im Heft 240 /2/ des DAfStb erlaubt. Die Tabellenwerte beruhen auf elastizitätstheoretischen Berechnungen nach der Finite-Element Methode und berücksichtigen im Gegensatz zum Ersatzrahmenverfahren das Verhältnis c/l_D (Stützendurchmesser/Feldlänge) bei der Bestimmung des Maximalmomentes im Stützenbereich. Nur für Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund ist mit der Vornorm zur DIN 4227 Teil 6 vom Mai 1982 wieder ein Ersatzrahmenverfahren eingeführt worden, so daß hier der Stützendurchmesser nicht in der Ermittlung des Maximalmomentes über der Stütze einfließt.

Abschließend seien noch einige Anmerkungen zu Sonderbauweisen gemacht:

Flachdeckengebäude, so fand man in den USA früh heraus, lassen sich äußerst wirtschaftlich im Hubdeckenverfahren herstellen, insbesondere, wenn man die Decken vorspannt. 1957 wurde bereits über die ersten Erfahrungen an Hubdecken berichtet, die ohne Verbund mit Monolitzen vorgespannt waren. In den Folgejahren erschienen eine Reihe von Forschungsberichten zu dieser Bauweise. In der Bundesrepublik werden Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund erst seit wenigen Jahren vereinzelt gebaut /183/. Mit einer Verbreitung der Bauweise in den kommenden Jahren darf gerechnet werden, nachdem mit der Vornorm zum Teil 6 der DIN 4227 inzwischen die notwendigen bauaufsichtlichen Regelungen für das Bauverfahren geschaffen wurden. Abschn. 15 berichtet über das Durchstanzen vorgespannter Platten.

Hubdecken sind z. Zt. noch ausdrücklich aus den DIN-Vorschriften für punktförmig gestützte Platten ausgespart und werden nicht zuletzt aus diesem Grund bei uns nur äußerst selten ausgeführt. Siehe hierzu auch Abschn. 18.4.

Eine sehr interessante Methode, die Tragfähigkeit von Flachdecken hinsichtlich der Durchstanzgefahr zu erhöhen, wird seit wenigen Jahren insbesondere von Andrä /19/, /21/ erforscht und propagiert. Andrä verlegt im Stützenbereich sternförmig Kopfbolzendübelleisten und weist deren Wirksamkeit anhand eines Fachwerkmodells nach. Weiteres hierzu siehe Abschn. 17.

Eine andere ebenfalls erst in den letzten Jahren entwickelte Methode der Traglaststeigerung hinsichtlich des Durchstanzens besteht in der Verwendung von Faserbeton. Walraven und Körmeling /206/ und Swamy e.a. /197/ führten hierzu Untersuchungen an Stahlbetonplatten durch, deren Beton Stahlfasern zugegeben waren. Näheres hierzu siehe Abschn. 18.2.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

In der Literatur finden sich Beschreibungen oder zumindest Erwähnungen von über 130 experimentellen Untersuchungen zur Frage der Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetonkonstruktionen. Insgesamt wird über mehr als 1500 Versuche berichtet, die jedoch nur zum Teil in dieser Arbeit für Versuchsnachrechnungen verwendbar sind.

Nachfolgend werden die Daten von 991 Versuchen aus 87 Berichten für die elektronische Datenverarbeitung aufbereitet (Abschn. 3.2), einer kritischen Wertung hinsichtlich ihrer Zuverlässigkeit unterzogen (Abschn. 3.3); und die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf baupraktisch übliche Stahlbetontragwerke wird überprüft (Abschn. 3.4). Die wichtigsten Resultate der versuchsbegleitenden Beobachtungen und Messungen werden geschildert, wobei schwerpunktmäßig auf Versuche zum Grundfall des Durchstanzens eingegangen wird (Abschn. 3.5).

3.2 Versuchsdaten

Die Versuchsdaten wurden aus den jeweiligen Dimensionen der Berichterstattung in SI-Einheiten umgerechnet (Umrechnungsfaktoren siehe im Vorspann, Seite X) und für die elektronische Datenverarbeitung aufbereitet. Die Daten sind im Anhang A1 in Tabellenform angegeben:

- Tab. A1.1 - A1.6 Deckeninnenbereiche und Fundamente
nach DIN 1045
- Tab. A1.7 - A1.8 Rand- und Eckstützenbereiche nach DIN 1045
- Tab. A1.9 - A1.10 Spannbetonplatten nach DIN 4227
- Tab. A1.11 - A1.12 Leichtbetonplatten nach DIN 4219
- Tab. A1.13 Platten mit Dübelbolzenleisten

Einen Überblick über mögliche Versuchskörperausbildungen sowie über die wichtigsten zu ihrer Beschreibung verwendeten Bezeichnungen geben die Bilder B.1 und B.2 (s.S. VII).

3.3 Wertung der Datenerfassung

Quellen für Mängel in der Datenerfassung liegen in der

- Versuchsdurchführung (Ablese- und Auswertungsfehler, unkontrollierte Veränderungen der Versuchsbedingungen, beispielsweise durch Schrägstellungen der Versuchskörper),
- Versuchsbeschreibung (unklare, unvollständige oder gar fehlerhafte Angaben),
- Datenentnahme (Entnahme falscher Daten als Folge von Fehlinterpretationen der Bezeichnungsdefinitionen oder der Datenerläuterungen in den - größtenteils fremdsprachigen - Texten),
- Datenerfassung (Schwierigkeiten bei der Einpassung aller Versuche in ein einheitliches Datenschema),
- Dateneingabe (Übertragungsfehler).

Die Größenordnung unvermeidbarer Streuungen in den Versuchsergebnissen wird offenkundig, wenn man die Versuchsbruchlasten mehrfach nahezu gleichartig durchgeführter Versuche miteinander vergleicht.

Beispielsweise lassen sich aus den Versuchen zum Grundfall (Tab. A1.1, "G" in Spalte 6) 20 Versuchspaare aus 8 verschiedenen Berichten herausfinden, deren Daten sich hinsichtlich keines Parameters um mehr als 2 % voneinander unterscheiden. Obgleich die maximalen Abweichungen eines Versuchsparameters (in den meisten Fällen war es die Betonfestigkeit) sich durchschnittlich nur um ca. 1 % voneinander unterscheiden, weichen die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten um durchschnittlich ca. 6 % voneinander ab, in 4 Fällen sogar um mehr als 12 %.

Hierbei ist noch zu bedenken, daß die zwei jeweils miteinander verglichenen Versuche aller o.g. 20 Paare stets aus denselben Forschungsberichten stammten. Wäre dies nicht der Fall und die Versuche wären jeweils in unterschiedlichen Versuchsständen geprüft worden, so wären die Abweichungen sicherlich noch bedeutend größer.

Zur weitgehenden Elimination der unvermeidbaren Mängel und Streuungen wurde wie folgt vorgegangen:

- Die Daten von Versuchen mit auffällig von der Masse der übrigen Versuche abweichenden Versuchsergebnissen wurden in besonderem Maße hinsichtlich der aufgeführten Fehlerquellen geprüft,
- die Ergebnisse wurden mit denen vergleichbarer ähnlicher Versuche verglichen
- und die Versuchsdaten darauf geprüft, ob die auffälligen Versuchsergebnisse eventuell auf besondere Extremwerte einzelner Parameter oder auf außergewöhnliche, in den untersuchten Berechnungsverfahren noch nicht ausreichend berücksichtigte Parameterkombinationen zurückzuführen waren.
- Es wurden keine dieser Versuche nur wegen des Verdachtes fehlerhafter Daten aus den Datensätzen und damit aus der Auswertung entfernt.
- Dafür wurden bei allen statistischen Auswertungen der Versuchsergebnisse die unter und über bestimmten Fraktilengrenzen liegenden Werte unberücksichtigt gelassen (Vergleiche Abschnitt 5.3, Auswertung der Verhältnismerte $Y = F_t / F_u = \text{Versuchsbruchlast} / \text{rechn. Bruchlast}$). Die 5 %- bzw. 95 %-Grenzen erschienen ausreichend, um den Einfluß der Extremwerte auszuschalten.

3.4 Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf baupraktische Stahlbetontragwerke

3.4.1 Problematik

Aus Kostengründen ist es kaum möglich, Versuche an durchstanzgefährdeten Stahlbetontragwerken im Maßstab 1:1 an vollständig nachgebildeten Bauwerksteilen über eine den tatsächlichen Bedingungen entsprechende Zeitdauer und unter den tatsächlich zu erwartenden Lastbildern durchzuführen. Es ist zu prüfen, in welchem Maße dennoch Versuchsergebnisse ohne Einschränkungen auf die wirklichen Bauwerksbedingungen übertragen werden dürfen. Die Überlegungen betreffen

- die Wahl des Bauteilausschnittes,
- die Lastanordnung,
- den Versuchsmaßstab und
- den Belastungsvorgang.

Betrachtungen zu den verwendeten Baustoffen entfallen weitgehend, da ausschließlich Versuche an Stahlbetonkörpern ausgewertet werden.

3.4.2 Einfluß der Wahl des als Versuchskörper geprüften Bauteilausschnittes

Die Versuchskörper sind als Ausschnitte aus wirklichen Bauwerken anzusehen, aus denen sie durch Trennschnitte (1.) durch die Stütze nahe ihrem Anschluß zur Platte und bei Deckenausschnitten auch (2.) durch die Platte entlang einer den Stützenbereich umlaufenden Linie entstanden zu denken sind. Es ist zu prüfen, welche Auswirkungen die Schnittführungen und der Ersatz der abgetrennten Bauwerksteile durch Konstruktionselemente der Versuchseinrichtung auf die zu erwartenden Druckstanzlasten haben.

(1) Zur Stützenausführung:

Zur Einleitung der Stützenlast in die untersuchte Platte wurden bei den in Tabelle A1.1 aufgeführten Versuchen unterschiedliche Ersatzkörper für die im allgemeinen fehlende Stütze verwendet.

In den meisten Fällen wurde ein kurzer Stützenstummel anbetoniert (teils mit, teils ohne Stützenbewehrung), oder es wurde ein gesondert hergestellter Betonkörper über eine Mörtelfuge angesetzt. In allen diesen Fällen darf von einer wirklichkeitsnahen Lasteinleitung am Stützenanschluß (Spannungsverteilung vergl. Bild 3.9) ausgegangen werden. Nennswerte Kriechumlagerungen vom Beton in den Stahl waren nämlich bei den in allen Fällen als Kurzzeitversuche durchgeführten Versuchen nicht möglich, so daß die Anordnung einer eventuellen Stützenbewehrung keinen großen Einfluß auf die Spannungsverteilung am Stützenanschluß haben konnte, und da die Stützenanschnitte ohnehin nur auf Druck beansprucht waren, wird es nahezu unerheblich gewesen sein, ob ein Stützenstummel anbetoniert oder nur durch eine Mörtelfuge mit der Platte verbunden war.

Bei 59 Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens wurde die Stützenlast über einen Stahlklotz in die Platte eingeleitet. Aufgrund der dadurch bedingten erhöhten Konzentration der Lasteinleitung auf die Rand- und Eckbereiche des simulierten Stützenanschlusses muß bei solchen Versuchen mit verminderten Tragfähigkeiten gerechnet werden. Versuchsnachrechnungen bestätigen dies. Die rechnerisch festgestellten Tragfähigkeitsminderungen lagen im Mittel bei ca. 6%. Da die Bruchlasten solcher Versuche somit auf der sicheren Seite liegen, wurden sie in die Versuchsauswertungen mit eingeschlossen, auch wenn sie die Streubreite der Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen vergrößerten.

(2) Zur Plattenausführung:

Bei Versuchen an ganzen Deckensystemen oder an Einzelfundamenten entsprechen die Versuchskörper vollständigen Bauteilen. Überlegungen zur Wirklichkeitsnähe der in diesen Fällen gewählten Plattenausführungen entfallen mithin.

Anders verhält es sich bei der großen Zahl von Versuchen an runden oder quadratischen Deckenausschnitten. Diese Versuchskörper bilden Stützenbereiche von Flach- oder Pilzdecken nach und sind durch Trennschnitte um die Stützenanschlüsse annähernd entlang der Momentennullpunktlinien entstanden zu denken (Bild 3.1).

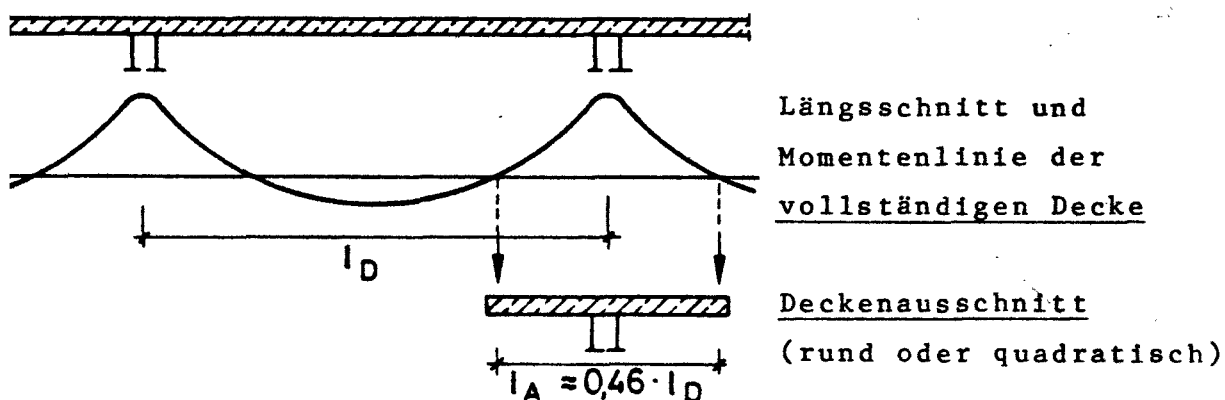


Bild 3.1: Bildung eines Deckenausschnittes aus einer Flach- oder Pilzdecke

- Zum Lastbild der Deckenausschnitte ist zu beachten, daß die Randlasten nicht nur die Querkräfte entlang des Trennschnittes simulieren, sondern zusätzlich auch Ersatz für die innerhalb des herausgetrennten Plattenbereiches angreifenden Verkehrsgleichlasten sind. Letztere erzeugen am Plattenausschnitt wegen ihrer Verlagerung vom Innenbereich des Versuchskörpers an dessen Rand höhere Biegemomente (Die Hebelarme zum Stützenzentrum sind vergrößert!) und auch leicht höhere Querkräfte (Es werden keine Lasten direkt über der Stütze eingeleitet!). Die beschriebene geringfügige Veränderung des Lastbildes liegt somit auf der sicheren Seite.

- Hinsichtlich des statischen Ersatzsystems ist die aus Meßergebnissen ablesbare Feststellung (s. in den späteren Abschnitten 3.5.2 ff.) von Bedeutung, daß sich um die Stützen herum bei allen drei vorkommenden Arten von Deckenausschnitten (rund, quadratisch mit freien Ecken und quadratisch mit gegen Abheben gesicherten Ecken) genau wie bei vollständigen Decken nahezu rotationssymmetrische und somit im kritischen engsten Stützenbereich gleichartige Beanspruchungszustände einstellen. Damit reduziert sich die Übertragbarkeitsproblematik auf folgende zwei Fragen:

Erstens ist festzustellen, auf Deckensysteme welcher Stützweiten die Ergebnisse von Untersuchungen an Deckenausschnitten bestimmter Abmessungen anzuwenden sind. Diese Frage wird im Abschn. A3.4 des Anhanges A3 im Rahmen der Untersuchungen zum Biegebeanspruchungszustand auf elastizitätstheoretischer Grundlage geklärt. Bild 3.1 nimmt das Ergebnis mit der Angabe von $l_A = 0,46 \cdot l_D$ bereits vorweg.

Zweitens ist zu prüfen, welchen Einfluß Rißbildungen und eventuelle Fließerscheinungen haben, denn in diesen Fällen sind die Voraussetzungen zur Anwendung der Elastizitätstheorie nicht mehr gegeben. Solche Veränderungen liegen auf der sicheren Seite, da man davon ausgehen kann, daß in den Stützenbereichen eines Deckensystems größere Steifigkeitsabnahmen und Verformungen eintreten als in den Feldbereichen. Es kommt zu Momentenumlagerungen von den Stützenbereichen in die Feldbereiche, und es stellt sich eine Druckmembranwirkung ein, die stützende Scheibendruckkräfte zur Folge hat.

- Versuchsmäßig wurden die Ergebnisse der obigen Überlegungen u. a. durch die Untersuchungen von Ladner, Schaeidt und Gut (/122/, s. dort S. 88 und Abb. 89) bestätigt. Sie fanden für die Stützenbereiche einer vollständigen Flachdecke eindeutig höhere Tragfähigkeiten als für zum Vergleich parallel geprüfte entsprechende Deckenausschnitte.

3.4.3 Einfluß der Belastungsanordnung

Alle in der Literatur beschriebenen experimentellen Untersuchungen zum Durchstanzen von Flachdecken, Pilzdecken und Fundamenten gehen ausnahmslos von Lastbildern aus, wie sie nach den Vorschriften der DIN 1045 bzw. DIN 1055 der Bemessung solcher Bauteile zugrunde zu legen sind:

- Die Verkehrslasten auf Decken wirken als feldweise konstante Gleichlasten.
- Die Bodenpressungen unter Fundamenten sind im Normalfall zentrischer Stützenbeanspruchung gleichmäßig verteilt. Im Sonderfall ausmittiger Stützenlasten entspricht die Pressungsverteilung einer Ebene.

Eine Diskussion dieser Annahmen muß im Rahmen dieser Arbeit unterbleiben. Es bleibt jedoch zu prüfen, ob die vorgegebenen Lastbilder in den auszuwertenden Versuchen auch verwirklicht wurden:

- Bei geprüften vollständigen Bauteilen (ganze Deckensysteme oder Einzelfundamente als Prüfkörper) wurden die aufzubringenden Gleichlasten aus versuchstechnischen Gründen im allgemeinen durch eine große Zahl von Einzellasten ersetzt, wobei stets darauf geachtet wurde, daß die aufintegrierten Querkräfte im engsten Stützenbereich hierdurch nicht vermindert wurden. Diese Vorgehensweise liegt auf der sicheren Seite, da die Summe der Biege- und Schubbeanspruchungen in allen Schnitten um den Stützenanschluß mindestens immer gleich groß blieb und da eventuelle, durch die Belastungsumordnung von Gleichlasten in Einzellasten verursachte örtliche Beanspruchungskonzentrationen naturgemäß eher tragfähigkeitsmindernd als -erhöhend wirken.

- Für Deckenausschnitte wurde bereits im vorangegangenen Abschn. 3.4.2 unter Punkt (2) nachgewiesen, daß die hier vorgenommenen Veränderungen am Lastbild auf der sicheren Seite liegen.

3.4.4 Einfluß des Versuchsmaßstabes

Die Plattendicke der geprüften Versuchskörper lag bei Flach- bzw. Pilzdecken zum überwiegenden Teil im Bereich von 8 bis 20 cm, bei Fundamenten im Bereich von 25 bis 40 cm. Verglichen mit den praxisüblichen Plattendicken weisen diese Maße auf Maßstabsverkleinerungen bei der Versuchsdurchführung von $M = 1:1,5$ bis $M = 1:4,0$ hin. Eine nicht unbeachtliche Anzahl von Versuchen wurde auch an dünneren Platten (bei Flachdecken bis zu nur ca. 3 cm Dicke) durchgeführt, so daß Maßstabsverkleinerungen bis zu $M = 1:8$ mit in Betracht zu ziehen sind, will man die Ergebnisse aller Versuche in die Auswertungen einbeziehen.

In einer Reihe von Literaturstellen wird der Einfluß von Maßstabsverzerrungen auf die Durchstanztragfähigkeit behandelt. Fast ausnahmslos kommen die Autoren zu dem Schluß, daß maßstäbliche Verkleinerungen keine wesentlichen Verfälschungen der Versuchsergebnisse zur Folge haben. Experimentelle Untersuchungen an Versuchskörpern unterschiedlicher Verkleinerungsstufen (beschrieben u. a. in /75/, /81/, /119/, /133/ und /177/) bestätigen dies ebenso wie Versuchsnachrechnungen (s. Abschn. 6.5.4).

3.4.5 Einfluß des Belastungsvorganges

Die hier diskutierten Versuche wurden fast ausnahmslos als sogenannte "Kurzzeitversuche" durchgeführt. Die von der Herstellung bis zur Versuchsdurchführung ca. 2 bis 10 Wochen lang unbelastet gelagerten Versuchskörper wurden innerhalb weniger Stunden oder Tage in ca. 10 bis 20 Laststufen ohne zwischenzeitliche Entlastungen bis zum Bruch belastet.

Verschiedentlich wird berichtet, daß der Durchstanzbruch erst nach mehreren Minuten oder gar Stunden Standzeit unter konstant gehaltener Last einer Laststufe eintrat (z.B. /117/, /118/, /122/, /150/). Diese Beobachtungen wie auch die Feststellung von Traglaststeigerungen um mehr als 20 % bei stoßartig aufgebrachter Last (Lastaufbringungszeit unter 1 sec; siehe z.B. /39/, /41/, /49/ und /66/) weisen deutlich darauf hin, daß durch die Wahl vergleichsweise großer Laststufen und schneller Laststeigerungen Bruchlasten erzielt werden können, die sicherlich deutlich über denen vergleichbarer Versuche mit langsamer und annähernd kontinuierlicher Lastaufbringung liegen.

Im allgemeinen fehlende Angaben zum zeitlichen Verlauf der Lastaufbringung sowie mangelnde Kenntnisse über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit lassen eine Elimination der aus der Art der Lastaufbringung resultierenden Streuungen der Versuchsergebnisse nicht zu.

3.5 Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse

3.5.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die wichtigsten während der Versuchsdurchführungen gewonnenen Aufzeichnungs- und Meßergebnisse nach Themen geordnet zusammengefaßt. Vorrangig werden die Ergebnisse aus Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens wiedergegeben. Über Ergebnisse aus Versuchen zu einzelnen Sonderfällen wird hier nur soweit berichtet, wie diese Ergebnisse von allgemeiner Bedeutung sind und zur Aufdeckung des grundsätzlichen Trag- und Bruchmechanismus beitragen können. Spezielle, die jeweiligen Sonderfälle allein betreffende Ergebnisse werden in den entsprechenden Abschnitten 9 bis 18 geschildert.

3.5.2 Rißbildung

Der Rißbildungsvorgang im engeren Bereich um die Stützen von Flachdecken, Flachdeckenausschnitten und Fundamenten läuft im Prinzip immer annähernd in der gleichen Weise ab. Beispielhaft sind in den Bildern 3.2 und 3.3 die Rißbilder verschiedener Belastungsstadien (F/F_t = Verhältnis der vorhandenen Last F zur späteren Versuchsbruchlast F_t) eines exzentrisch beanspruchten Einzelfundaments und einer 9-feldrigen Flachdecke skizziert.

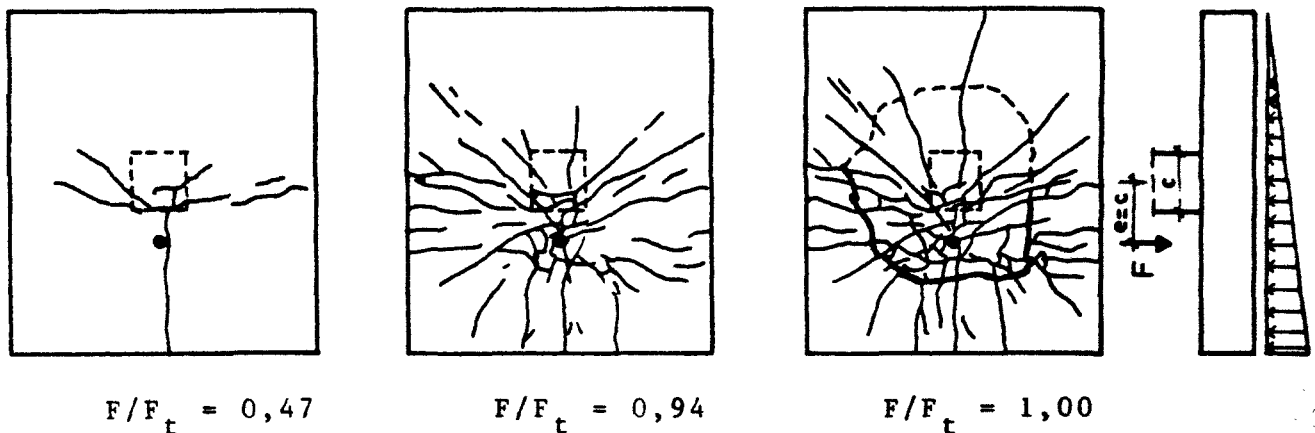


Bild 3.2: Rißentwicklung an der Unterseite eines exzentrisch beanspruchten Einzelfundamentes (Aus /117/, Fundament E3 mit Lastausmitte $e = 30$ cm)

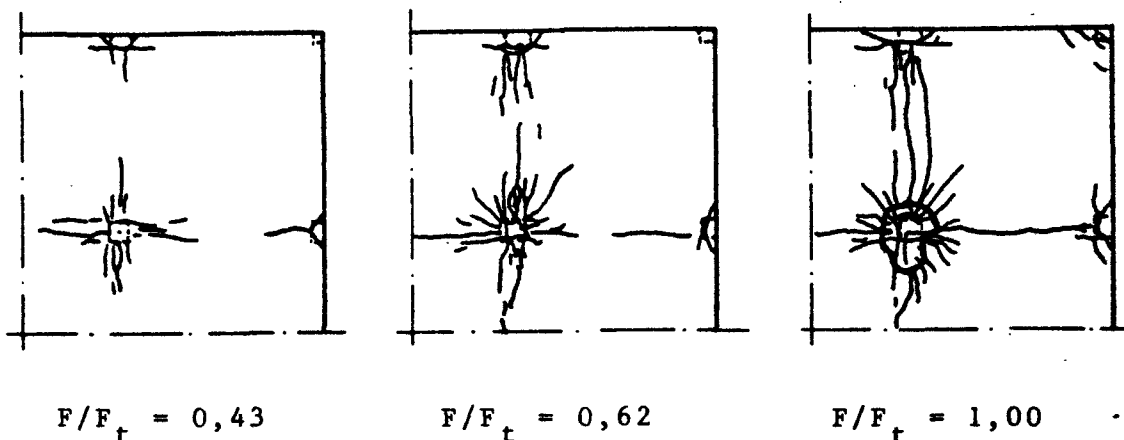


Bild 3.3: Rißentwicklung an der Oberseite einer Flachdecke
(Aus /79/, dargestellt ist ein Viertel der geprüften Decke)

Je nach Bewehrungsgrad zeigen sich die ersten Risse bei ca. $F/F_t = 0,20$ bis $0,40$, d.h. bei einer Last von ca. 20 bis 40 % der später erreichten Bruchlast F_t . Sie verlaufen in Richtung der Systemhauptachsen und kreuzen sich annähernd im Zentrum des Lastangriffes, im allgemeinen also im Stützenmittelpunkt. Mit der weiteren Laststeigerung bis ca. $F/F_t = 0,70$ bis $0,90$ verlängern sich die beschriebenen Risse, und neu hinzukommende Risse ergänzen das anfänglich kreuzähnliche Rißbild zu einem sternförmigen Rißbild. Ab ca. $F/F_t = 0,60$ bis $0,80$ treten Risse umlaufend um den Mittelpunkt des Rißbildes auf. Dieser Vorgang beginnt im Rißzentrum mit Rissen, die im wesentlichen parallel zu den zuerst aufgetretenen Rissen, d. h. parallel zu den Systemhauptachsen verlaufen, und erreicht bei ca. $F/F_t = 0,90$ bis $1,00$ den Umkreis, der beim nachfolgenden Durchstanzen die Grundfläche des Durchstanzkegels umschließt.

Hervorzuheben ist, daß das Rißbild an der Betonoberfläche des engeren Stützenbereiches beim Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze nicht nur, wie zu erwarten, bei Versuchen an kreisförmigen Flachdeckenausschnitten nahezu rotationssymmetrisch ist, sondern fast ohne Einschränkung gleichermaßen auch bei rechteckigen Fundamenten, bei quadratischen Flachdeckenausschnitten und bei vollständigen Flach-

deckensystemen. Weder orthogonale Anordnung von schlaffer noch von vorgespannter Bewehrung ändert dies merklich; ebensowenig die Anordnung von Schubverstärkungen, die Ausbildung des Stützenkopfes als Hubdeckenaufleger (siehe z.B. /16/) oder Störungen durch Plattenaussparungen in Stützennähe (siehe z.B. /147/). Exzentritäten der eingeleiteten Stützenkräfte verzerren lediglich das Zentrum des Rißbildes, wie aus Bild 3.2 ersichtlich ist.

Meßtechnisch ist es äußerst schwierig, den Rißbildungsvorgang im Betoninneren zu verfolgen. Moe /147/ beobachtete die Rißbildung an den Seitenflächen von Plattenaussparungen neben dem Stützenanschluß. Da Aussparungen den Rißbildungsprozeß an ihren Rändern aufgrund der dort sich bildenden Spannungsspitzen aus Kerbwirkungen gegenüber dem ungestörten Zustand verstärken, dürfen die Ergebnisse nur bedingt auf Platten ohne Aussparungen angewandt werden.

Kinnunen und Nylander /110/ maßen die Dickenänderungen der Versuchskörperplatten im Bereich des zu erwartenden Bruchrisses, und die Verfasser /117, 118/ ordneten Dehnungsmessstellen auf besandeten Kunststoffträgern und auf dünnen Bewehrungsstäben so an, daß die Träger unter ca. 45° geneigt den erwarteten Bruchriß kreuzten.

Die beschriebenen Messungen wie auch Dehnungsmessungen an Bügeln schubbewehrter Platten (siehe z.B. /207/) lassen vermuten, daß sich im Beton etwa im Bereich der späteren Bruchkegeloberfläche bereits ab $F/F_t = 0,40$ bis 0,60 die ersten Risse bilden, zu einem Zeitpunkt also, zu dem an der Betonoberfläche der Biegezugseite in Verlängerung der vermutlichen Rißebenen noch keine entsprechenden tangentialen Risse sichtbar sind. Wantur /207/ schließt hieraus auf innere Rißbildungen etwa der Art, wie sie in Bild 3.4 skizziert sind und wie sie von den Verfassern /118/ bei einem Versuch an einem vorgespannten Flachdeckenausschnitt ohne Betonstahlbewehrung eindeutig festgestellt wurden (Vergl. Abschnitt 15.3.3(2), Bild 15.2).

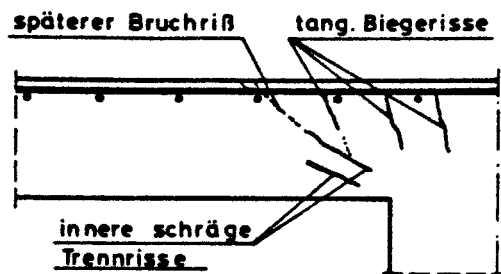


Bild 3.4: Mögliches Rißbild im
Betoninneren bei
 $F/F_t = 0,40$ bis $0,60$

Die Trennrißbildung im Betoninneren ist nach Wanturs Vorstellung unabhängig von der Biegeriße Bildung an der Biegezugseite. Erst kurz vor dem Bruch, wenn das Bild der tangentialen Biegerisse vom Stützenzentrum nach außen fortschreitend den Bereich des späteren Bruchrisses erreicht hat, verbinden sich beide Rißformen zum Bruchriß, und die kegelförmige Ausbruchfläche ist vorgeprägt.

Ursache für die frühe Bildung schräger Trennrisse mögen Spaltzugwirkungen aus der hohen und örtlich eng konzentrierten Kraft der schrägen Betondruckstrebe sein. Der qualitative Verlauf der Meßkurven zu den genannten Rißöffnungsmessungen der Verfasser /117, 118/ mit Dehnungsmeßstellen auf Kunststoff- und Stahlträgern ist in Bild 3.13 im Zusammenhang mit den Dehnungsmessungen im Beton der Biegedruckzone (Abschn. 3.5.7) dargestellt. In den Erläuterungen zum Bild 3.13 finden sich auch Überlegungen, die - aus den Betondehnungsmessungen abgeleitet - die hier beschriebene Rißbildungshypothese unterstützen.

3.5.3 Bruchvorgang

Der Bruch tritt schlagartig ein, nachdem sich das beschriebene Rißbild voll ausgebildet hat. Stark zunehmende Verformungen (Durchbiegungen) kurz vor dem Bruch sind nur bei Platten mit extrem schwacher Biegezugbewehrung zu beobachten. Im allgemeinen kündigt sich der Bruch lediglich in den letzten vorangehenden Sekunden durch immer kräftiger werdendes Knistern im Beton als Folge innerer Rißbildungen

an. Wie bereits in Abschn. 3.4.5 erwähnt, ist es möglich, daß der Bruch erst einige Minuten oder gar Stunden nach Erreichen einer Laststufe unter fortan konstant gehaltener Last eintritt.

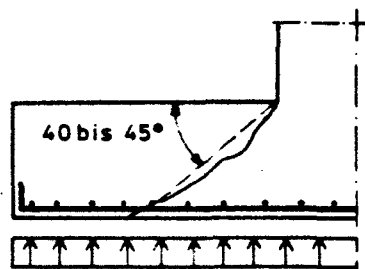
Die Bruchform wurde bereits im Abschn. 1.1 beschrieben. Wie dort in Bild 1.2 skizziert, bricht die Stütze einen kegelstumpfähnlichen Plattenteil auf der Platte heraus.

Der Bruch tritt zuerst nur als begrenzter klaffender Riß auf der Seite der Stütze auf, wo die Platte am stärksten beansprucht bzw. am schwächsten bewehrt ist. Dieser sich an der Plattenoberfläche durch einen noch nicht vollständig umlaufenden Bruchriß darstellende Zustand kann im Versuch beobachtet werden, wenn der Versuchskörper sofort entlastet wird, sobald ein erster Abfall der Pressenkräfte der Lasteinleitungskonstruktion das Überschreiten der Tragfähigkeitsgrenze angezeigt hat. In Bild 3.2 ist der halbseitige Bruchriß als dicke durchgezogene Linie eingezeichnet. Zusammen mit der dick gestrichelt eingetragenen Ergänzung kennzeichnet die Linie die Grundfläche des Durchstanzkegels, der sich durch erneutes Belasten aus der Platte vollständig herauslösen ließ.

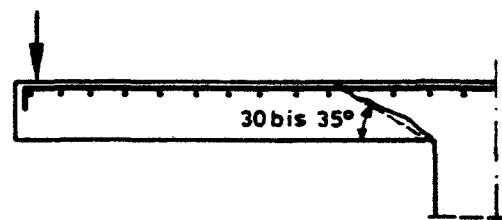
Die Aufmaße von freigelegten Durchstanzkegeln zeigen starke Schwankungen im Verlauf der Bruchkegeloberflächen, sowohl umlaufend auf der Oberfläche eines Kegels als auch im Vergleich zwischen den Kegeln verschiedener Versuchskörper einer Versuchsserie. In Übereinstimmung mit Feststellungen fast aller Berichte lassen sich jedoch folgende, aus statistischen Auswertungen von Aufmaßergebnissen ablesbare Tendenzen erkennen:

- Die Kegelgrundfläche ist annähernd kreisförmig, sowohl bei rundem wie auch bei quadratischem Stützenquerschnitt und gleichermaßen bei radialsymmetrischer wie bei orthogonaler Bewehrungsführung in der Platte.

- In den Bildern 3.5a und 3.5b sind die Bruchkegel von Platten unterschiedlicher Schlankheit im Schnitt dargestellt. Bei geringer Schlankheit (im allgemeinen Fundamente) verläuft die Verbindungslinie zwischen der einspringenden Ecke am Stützenanschnitt und dem Fuß des Kegels mit einer Neigung von ca. 40° bis 45° gegenüber der Horizontalen, bei schlanken Platten (im allgemeinen Flachdecken) mit einer Neigung von ca. 30° bis 35° .
- Im unteren Kegelbereich verläuft die Oberfläche flacher als die genannte Verbindungslinie, im oberen dagegen etwas steiler.
- Bei quadratischen Stützen zeigen sich nur im oberen Bereich merkliche Abweichungen der Kegeloberfläche von der Rotationssymmetrie. Zur Anpassung an die Stützenform muß die Kegeloberfläche an den Stützenecken sehr steil (bis zu 90° am Anschnitt) ansteigen, während dazwischen schwächere Neigungen ausreichen, um die Verbindung zwischen dem unteren Kegelbereich und der einspringenden Ecke herzustellen.



(a) Fundamentplatte
(geringe Schlankheit)



(b) Flachdeckenausschnitt
(große Schlankheit)

Bild 3.5: Bruchkegelquerschnitt bei Bauteilen unterschiedlicher Schlankheit

- Bei exzentrischer Stützenbeanspruchung zeigen sich keine Abweichungen von der beschriebenen Form der Bruchkegel.

3.5.4 Formänderungen der Platte

Durchbiegungsmessungen an den Platten der Versuchskörper führten ausnahmslos auf Verformungsfiguren des Stützenbereiches, wie sie in Bild 3.6 dargestellt sind.

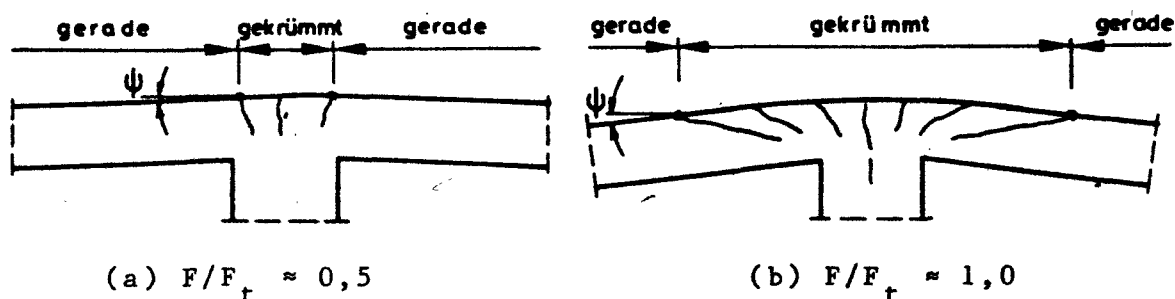


Bild 3.6: Verformungsfiguren: (a) unter ca. halber Bruchlast
(b) kurz vor dem Bruch

Wie dem Rißbild nach zu erwarten, konzentrieren sich die Verformungen allein auf den Bereich des späteren Durchstanzkegels. Die außerhalb liegenden Plattenbereiche bleiben in radialer Richtung nahezu unverformt gerade und bilden infolge der starken Krümmung am Stützenanschluß eine kegelähnliche Verformungsfigur, deren gekrümmte Fläche in Ringrichtung durch die beschriebenen sternförmigen radialen Risse ermöglicht wird.

Die Last-Verformungskurven verlaufen ausnahmslos deutlich überlinear und gleichmäßig ohne erkennbare Knickpunkte, wie sie beispielsweise beim Auftreten erster Risse denkbar wären (Bild 3.7).

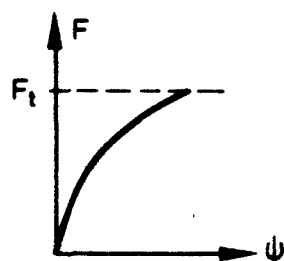


Bild 3.7: Qualitativer Verlauf der Last-Verformungskurven (Definition des Verdrehungswinkels ψ siehe Bild 3.6)

Bei exzentrischer Stützenlast sind die Verformungen erwartungsgemäß auf der stärker beanspruchten Seite größer als auf der gegenüberliegenden. Werden außer der Exzentrizität keine Versuchsparameter innerhalb einer Versuchsserie variiert, so ist festzustellen, daß der Bruch in allen Fällen annähernd bei Erreichen des gleichen Verformungsbildes auf der stärker beanspruchten Seite eintritt (s. Bild 3.8). Es scheint, daß die Durchstanztragfähigkeit allein von den Beanspruchungen auf dieser Seite abhängt. Nach beginnendem örtlichen Versagen auf dieser Seite sind offensichtlich keine nennenswerten Beanspruchungsumlagerungen mehr auf die minderbeanspruchten Bereiche des Stützenumkreises möglich.

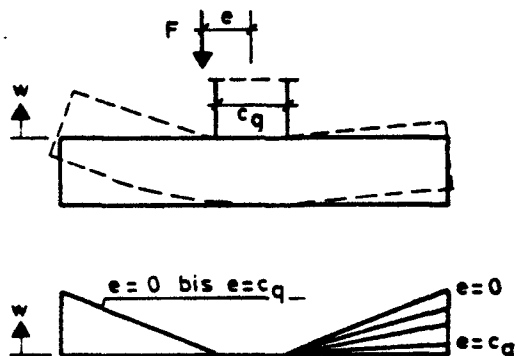


Bild 3.8: Verformungen w kurz vor dem Erreichen der Bruchlast, gemessen an der Biegedruckseite von Fundamenten mit unterschiedlichen Lastexzentrizitäten e
(Nach /117/)

3.5.5 Einleitung der Stützenlast

Sowohl spannungsoptisch /59/, wie auch durch Dehnungsmessungen an Stahlbetonversuchskörpern (z. B. /117/, /147/) erhält man Spannungsverteilungen im Stützenanschnitt, wie sie in Bild 3.9 für den allgemeinen Fall einer quadratischen Stütze unter exzentrischer Last dargestellt sind.

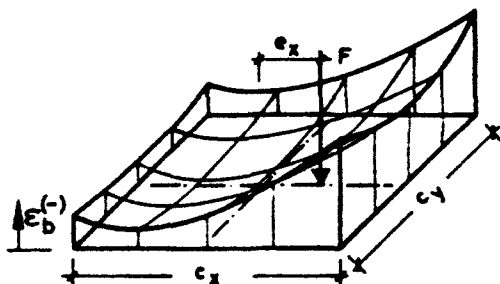


Bild 3.9: Betondehnungen am Stützenanschnitt

Offensichtlich konzentrieren sich die Betondruckkräfte am Stützenanschnitt auf die Rand- und Eckbereiche des Querschnittes. Zu dieser Feststellung kam auch Dieterle /43/, als er die Biegemomentenverteilungen von zentrisch beanspruchten Einzelfundamenten für verschiedene vereinfachende Annahmen zur Lasteinleitung am Stützenanschluß nachrechnete. Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erhielt er bei der Annahme, daß die Stützenkraft in Form von 4 konzentrierten Einzelkräften in den Ecken des quadratischen Stützenquerschnittes angreift und sich bis zur Spannungsnulllinie unter 45° auf vier gleichmäßig belastete quadratische Teilflächen verteilt.

Die Messungen an Versuchskörpern weisen darauf hin, daß sich die beschriebene Konzentration der Stützenkräfte auf die Rand- und Eckbereiche mit zunehmender Belastung verstärkt. Der hiernach zu erwartende, zur Laststeigerung überlineare Anstieg der Stauchungen an den Stützenrändern wurde in entsprechenden Messungen bestätigt. Qualitativ sind die Kurvenverläufe in Bild 3.10 dargestellt.

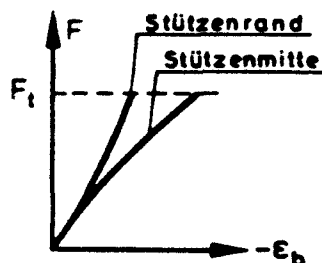


Bild 3.10: Qualitativer Verlauf der Last-Stauchungskurven für Meßstellen am Stützenrand und in Stützenmitte

3.5.6 Beanspruchung der Biegezugbewehrung

Der auf das Durchstanzen abzielenden Thematik der Arbeit entsprechend beschränken sich die nachfolgenden Betrachtungen allein auf das Verhalten der Biegezugbewehrung innerhalb des engsten Stützenbereiches.

Die maximalen Zugbeanspruchungen der Bewehrung kurz vor dem Bruch sind im allgemeinen in den Schnitten direkt am Plattenanschnitt zur Stütze zu verzeichnen. Im Bereich des Stützenzentrums sind die Dehnungen meistens etwas geringer als am Stützenrand. Bei exzentrischer Beanspruchung verlagert sich das Zentrum der Maximalwerte leicht vom Stützenrand weg in Richtung der Exzentrizität, maximal bis an den Rand der Grundfläche des späteren Bruchkegels.

Die Last-Dehnungsverläufe zeigen für die Stellen maximaler Beanspruchung ausnahmslos qualitativ Kurvenverläufe mit Knickpunkten bei $F/F_t = 0,20$ bis $0,50$ (Bild 3.11). Die Knickpunkte spiegeln offensichtlich die entsprechenden Rißbildungen wider. Die Kurven der etwas weiter von der Stütze weg liegenden Meßstellen zeigen als Folge der dort erst später einsetzenden Rißbildung entsprechend verlagerte Knickpunkte (s. Kurve 2 im Bild 3.11). Die Dehnungszuwächse der Kurven sind für alle Meßstellen in Stützennähe nach dem Erreichen der jeweiligen Rißlast annähernd gleich (parallele Kurvenverläufe!).

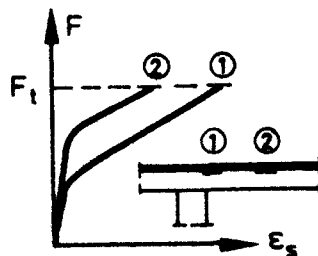


Bild 3.11: Qualitativer Verlauf der Last-Dehnungskurven der Biegezugbewehrung

Die bis zum Bruch feststellbaren Beträge der Dehnungen hängen wesentlich von der Biegemomentenbeanspruchung und -tragfähigkeit ab. Bei Bauteilen von geringer Schlankheit oder mit hohem Bewehrungsgrad wird die Fließgrenze des Stahls bis zum Durchstanzbruch nicht erreicht, bei schlankeren Konstruktionen oder vergleichsweise schwacher Biegezugbewehrung hingegen wird die Fließgrenze im allgemeinen deutlich überschritten. In keiner der graphischen Darstellungen der Meßergebnisse (Verformungen, Betondehnungen, Stahldehnungen) schlug sich der Beginn örtlichen Fließens in einer auffälligen Veränderung des Kurvenverlaufes nieder.

Wählt man als Ordinate der Last-Dehnungs-Diagramme statt der Last F die bezogene Last F/F_t , so fällt auf, daß die maßgebenden Kurven der Versuche, die sich allein durch unterschiedliche Stützenlastexzentrizitäten unterscheiden, nahezu identisch sind. Diese Beobachtung steht im Einklang mit den entsprechenden Ergebnissen der Verformungsmessungen an exzentrisch beanspruchten Versuchskörpern (s. Abschnitt 3.5.4).

Der Dübelwirkung der den Durchstanzriß kreuzenden Biegezugbewehrung wird in der Literatur unterschiedliche Bedeutung zugemessen. Gezielte experimentelle Untersuchungen hierzu wurden bislang nicht durchgeführt. Theoretische Betrachtungen führen auf Anteile der Dübelwirkung an der Gesamttraglast von ca. 5 % bei Moe /147/ und Wantur /207/ bis hin zu ca. 25 % bis 30 % bei Kinnunen /108/ und Anis /23/.

3.5.7 Beanspruchung der Biegedruckzone

(1) Spannungsoptische Untersuchungen:

Aufschluß über die Beanspruchungen des Betons im Bereich des Stützenanschlusses geben für den ungerissenen Zustand der Platte die Ergebnisse spannungsoptischer Untersuchungen (/58/, /59/, /176/). Der Verlauf der Hauptspannungstrajektorien ist in Bild 3.12 wiedergegeben.

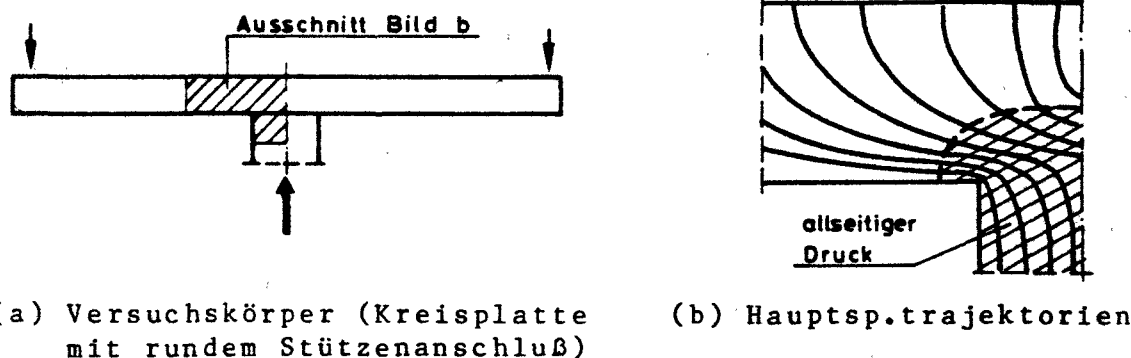


Bild 3.12: Hauptspannungstrajektorien nach Franz und Ritter /59/

Im engeren Bereich an der einspringenden Kante des Stützenanschnittes herrscht allseitig Druck; direkt an der Kante erreichen die Spannungen in allen drei Hauptrichtungen örtlich sehr eng begrenzt extreme Spitzenwerte.

(2) Rechnerische Untersuchungen:

Auf rechnerische Untersuchungen des Spannungszustandes im ungerissenen Stützenbereich von Flachdecken sei an dieser Stelle lediglich hingewiesen. Schäfer und Jahn /180/, Stamenovic und Chapmann /189, 190/ und Andrä /22/ führten entsprechende Berechnungen nach der Finite-Element-Methode durch.

(3) Betondehnungsmessungen:

Der qualitative Verlauf der an bzw. in Stahlbetonprüfkörpern gemessenen Betondehnungen ist in Bild 3.13 beispielhaft für 4 charakteristische Meßpunkte dargestellt.

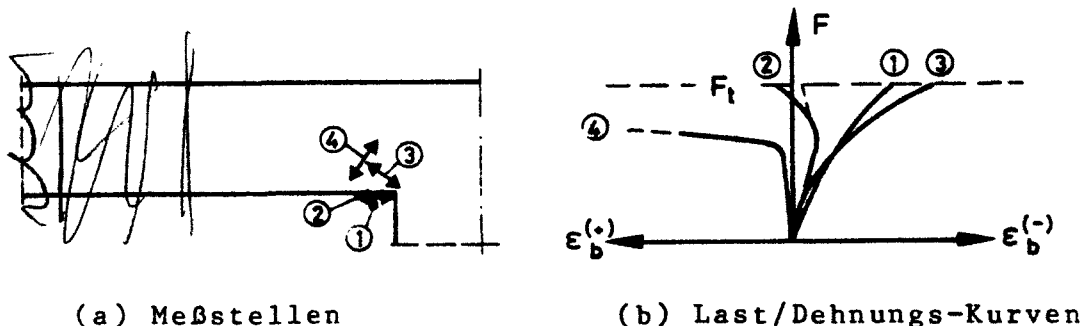


Bild 3.13: Qualitativer Verlauf der Last-Dehnungskurven.

- ① = tangentielle Dehnungen an der Betonoberfläche
- ② = radiale Dehnungen an der Betonoberfläche
- ③ = Dehnungen in Richtung der geneigten Betondruckstrebe
- ④ = Dehnungen senkrecht zur Richtung der geneigten Betondruckstrebe zur Feststellung von Rißbildungen (vergl. Abschn. 3.5.2, Text zu Bild 3.4)

Betondehnungen ① und ②:

In einer großen Zahl von Untersuchungen wurden Verläufe der Dehnungen an der Betonoberfläche entsprechend den Kurven 1 und 2 gemessen. In tangentialer Richtung (Kurve 1) steigen die Meßwerte gleichmäßig überlinear an. In radialer Richtung (Kurve 2) steigen die Meßwerte, wenn auch mit geringeren Beträgen, anfangs ebenfalls überlinear an. Sie beginnen dann aber ab $F/F_t = 0,50$ bis $0,70$ erst nur schwächer anzusteigen und sich dann sogar rückläufig zu bewegen. Die unterschiedlichen Verläufe der radialen und tangentialen Dehnungen an der Betonoberfläche werden im allgemeinen in der Literatur allein als Umlagerungen von Radial- zu Tangentialmomenten gedeutet. Dabei ermangelt es an einer plausiblen Erklärung des Abfalles der radialen Momente, denn durch Umlagerungen allein ließe sich allenfalls das Ausbleiben eines weiteren Anstiegs der Momentenkurve erklären.

Gegen die Erklärung der Auffälligkeiten der Meßkurve 2 durch Momentenumlagerungen allein spricht auch der Umstand, daß entsprechende Kurvenverläufe auch bei solchen Versuchen beobachtet wurden, in denen die Biegebewehrung des engeren Stützenbereiches vor dem Erreichen der Bruchlast nicht ins Fließen geriet. Des weiteren läßt eine Betrachtung der Platte als Scheibe selbst im Falle entsprechenden örtlichen Fließens keine Abnahme, sondern eher eine weitere Zunahme der radialen Stauchungen an der einspringenden Kante des Stützenanschlusses erwarten. In einem gerissenen Querschnitt verlagert sich die Dehnungsnulllinie aus der Schwerachse zur Druckzone hin. Die daraus resultierende Verlängerung der Plattenmittelfläche im stark gerissenen engsten Stützenbereich wird durch die nicht oder nur weniger stark gerissenen umgebenden äußeren Plattenbereiche behindert, wodurch radial gerichtete Plattennormalkräfte hervorgerufen werden, die entsprechende Stauchungen am Meßpunkt 2 zur Folge haben müssen.

Dieterle /48/ führte im Rahmen seiner Untersuchungen an Köcherfundamenten auch Messungen an einem Vergleichsbalken durch, der einem aus den Fundamenten herausgeschnittenen Streifen von der Breite der angeschlossenen Stütze entsprach. Er beobachtete für die Meßstelle 2 ähnliche Dehnungskurven, wie sie im Bild 13.3 dargestellt sind. Da bei Balken Umlagerungen von Radial- zu Tangentialmomenten nun einmal nicht möglich sind, scheiden solche Umlagerungen als alleinige Begründung der festgestellten Auffälligkeiten aus.

Auch Dehnungsmessungen der Verfasser /118/ direkt am Stützenanschluß sprechen gegen diese Begründung. Hier wurden in horizontaler Richtung direkt an der einspringenden Kante keine abfallenden Tendenzen der Meßwerte zum Bruch hin festgestellt.

Als Hauptursache ist sicherlich eher der Umstand anzuführen, daß die schiefe Druckstrebe in einem durch Risse begrenzten Betonsegment (s. Bild 3.14) stark ausmittig angreift und damit Zugspannungen an der Betonoberfläche vor dem Stützenanschluß erzeugt.

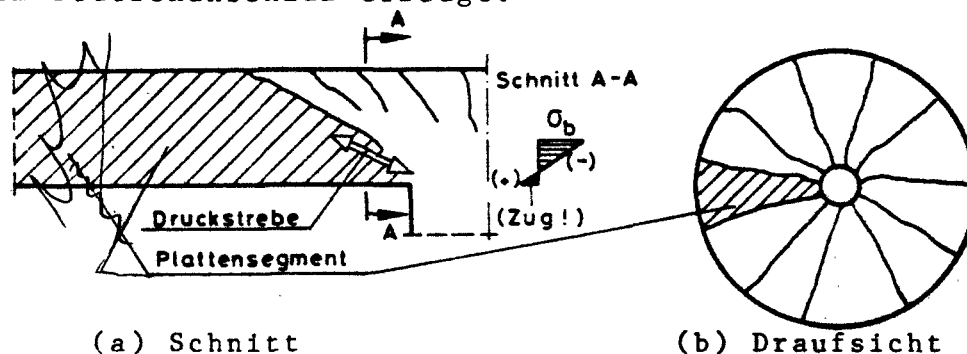


Bild 3.14: Druckstrebenlage in einem durch Risse begrenzten Betonsegment. Die Spannungen im Schnitt AA sind zur Veranschaulichung möglicher Randzugspannungen vereinfachend linear verteilt dargestellt.

Momentenumlagerungen in einer Platte verstärken diesen Effekt, da sie die Schrägeigung der Druckstrebe erhöhen. Während nämlich die Vertikalkomponente der Druckstrebe notwendigerweise proportional zur Stützenlast ansteigen muß,

wird der Anstieg der Horizontalkomponente infolge von Momentenumlagerungen gebremst, wodurch die Resultierende eine stärkere Neigung erhält.

Betondehnungen (3):

Messungen entsprechend Meßstelle 3 wurden von den Verfassern /117, 118// und in geringem Umfang von Dieterle /47/ durchgeführt. Sie zeigten, daß die Stauchungen in Richtung der schrägen Betondruckstrebe annähernd quadratisch mit der Last ansteigen, daß sie zur einspringenden Ecke hin entsprechend der Einschnürung der Betondruckzone extrem stark zunehmen und dabei beim Bruch an der einspringenden Ecke Werte um 9 bis 10 ‰ erreichen. Die Größenordnung von 9 bis 10 ‰ wurde von den Verfassern /117/ in fast allen Versuchen trotz veränderter Stützenlastexzentrizitäten oder veränderter Plattendicken und Bewehrungsprozentsätze festgestellt.

Betondehnungen (4):

Von den Verfassern /117, 118/ durchgeführte Dehnungsmessungen senkrecht zur geneigten Druckstrebe bzw. senkrecht zur erwarteten Bruchrißfläche zeigten ausgeprägte Knickpunkte in den Meßkurven (Kurve 4 in Bild 3.13b). Diese Knickpunkte lassen vermuten, daß sich bei ca. $F/F_t = 0,40$ bis $0,60$ nach dem Erreichen von Betondehnungen der Größenordnung um 0,2 ‰ erste Risse in der Ebene der späteren Bruchkegeloberfläche oder parallel dazu bildeten. Hierauf wurde bereits im Abschn. 3.5.2 ausführlich eingegangen.

Im vorliegenden Zusammenhang erscheint es wichtig, darauf hinzuweisen, daß sich die beschriebenen Risse (s. auch Bild 3.4) deutlich später als die ersten Biegerisse bilden ($F/F_t = 0,20$ bis $0,40$), jedoch annähernd gleichzeitig oder nur geringfügig früher als der Wendepunkt in der Meßkurve 2 eine beginnende Veränderung im Tragverhalten anzeigt.

4 Biegebeanspruchung

4.1 Trennung in die Beanspruchungsarten Biegung und Schub

Schubtragfähigkeit (F_{uQ}):

Unter der Schubtragfähigkeit F_{uQ} ist die Traglast zu verstehen, die sich allein aus der Vorgabe einer definierten Beziehung zwischen Last und Querkraft und aus der Definition einer Bruchquerkraft q_u ergibt. Die Bruchquerkraft ihrerseits hängt allein von den Daten des örtlichen Querschnittes ab. Zu ihrer Beschreibung wird häufig als Hilfsgröße eine rechnerische, im allgemeinen über die Querschnittshöhe konstant angenommene Bruchschubspannung τ_u verwendet. Damit ergibt sich die rechnerische Schubtragfähigkeit als

$$F_{uQ} = f(q_u)$$

$$\text{mit} \quad q_u = h \cdot \tau_u = h \cdot f(h, \beta_C, \beta_S, \mu, \text{etc.})$$

Die entsprechende zulässige Last heißt $F_{aQ} = f(q_a)$.

Biegetragfähigkeit (F_{uM}):

Für den theoretischen Fall reiner Biegebeanspruchung läßt sich analog eine rechnerische Biegetragfähigkeit angeben als

$$F_{uM} = f(m_u)$$

$$\text{mit} \quad m_u = f(h, \beta_C, \beta_S, \mu, \text{etc.})$$

Die entsprechende zulässige Last heißt $F_{aM} = f(m_a)$.

In den im Abschnitt 5 beschriebenen Berechnungsverfahren zum Durchstanzen wird in den meisten Fällen auf Elemente sowohl der Schub- als auch der Biegetragfähigkeitsanalyse zurückgegriffen. Häufig - so auch in der DIN 1045 - sind die Traglasten bzw. zulässigen Lasten für beide Beanspruchungsarten getrennt zu ermitteln; die geringere der so ermittelten Lasten ist dann als maßgebend anzusehen. Andere Berechnungsmethoden kombinieren die Ergebnisse aus den Biege- und

Schubtragfähigkeitsuntersuchungen, indem sie beispielsweise die maßgebende Tragfähigkeit der Form nach als Schubtragfähigkeit darstellen, jedoch die anzusetzende Bruchschubspannung in Abhängigkeit des örtlichen Plattenbiegebruchmomentes m_u oder der theoretischen Biegetragfähigkeit F_{uM} angeben.

In allen Forschungsarbeiten dient die Trennung in Schub- und Biegebeanspruchungen in erster Linie dazu, die komplizierten Beanspruchungszustände beim Durchstanzen rechnerisch erfaßbar zu machen, um so zumutbar einfache Berechnungsverfahren zum Durchstanzen entwickeln zu können. Der Wert der verwendeten Verfahren zur Untersuchung der Schub- und Biegebeanspruchungszustände bemißt sich aus diesem Grunde vorrangig an der einfachen Anwendbarkeit der Verfahren und an der Güte (Übereinstimmung zwischen Versuch und Theorie) der aus ihnen abgeleiteten Methoden zur Berechnung von Durchstanzlasten und nicht so sehr an der Wirklichkeitsnähe der Verfahren.

Berechnung der Schubbeanspruchungen:

Zur Schnittgrößenermittlung ist es - zumindest für den Grundfall des Durchstanzens - üblich und genau genug, von einer gleichmäßigen Querkraftverteilung entlang eines die Stütze umlaufenden Schnittes auszugehen. Der Betrag der konstanten Plattenquerkraft ergibt sich aus dem Gleichgewicht der vertikalen Kräfte.

Berechnung der Biegebeanspruchungen:

Ermittlungen von Beanspruchungen infolge Biegung sind bei Stahlbetonplatten nur sinnvoll, wenn beachtet wird, daß die Biegemomente an gerissenen Querschnitten angreifen und daß Platten mehrfach statisch unbestimmte Tragwerke sind. Es sind deshalb spezielle Methoden zur Querschnittsanalyse und zur Schnittgrößenermittlung bzw. zur Traglastermittlung erforderlich.

4.2 Querschnittsanalyse

Unter einer Querschnittsanalyse versteht man die Untersuchung eines örtlichen Plattenquerschnittes, losgelöst betrachtet von den aus dem Gesamtsystem der Platte herrührenden Einflüssen. Gesucht werden die Beziehungen zwischen der Querschnittsausbildung und der daraus folgenden Biegetragfähigkeit bzw. zwischen dem an einem Querschnitt angreifenden Biegemoment und den sich daraufhin in diesem Querschnitt einstellenden Spannungs- und Dehnungsverteilungen.

Die diesbezüglichen Betrachtungen sind im Anhang A2 dieser Arbeit zu finden. Die Ergebnisse sind:

- In allen nachfolgenden Berechnungen von Biegebeanspruchungszuständen werden die Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045 verwendet.
- Diese Hypothesen der DIN 1045 stellen einen angemessenen Kompromiß dar zwischen den Forderungen nach wirklichkeitsnahen Berechnungsgrundlagen und nach praktikablen und der gestellten Zielsetzung adäquaten Berechnungsmethoden.
- Die im folgenden nach den DIN-Annahmen ermittelten Biegemomente sind:
 - m_y = Fließmoment ($y \neq \text{yield}$) = Biegemoment beim Erreichen der Stahlstreckgrenze σ_s
 - m_u = Bruchmoment ($u \neq \text{ultimate}$) = Biegemoment beim Erreichen der rechnerischen Bruchdehnung im Stahl oder im Beton
 - m_a = zulässiges Biegemoment nach DIN 1045 ($a \neq \text{admissible}$)
= Bruchmoment dividiert durch den Sicherheitsbeiwert von 1,75 bis 2,10

4.3 Schnittgrößen- bzw. Traglastermittlung

Für die vorgesehenen Versuchsnachrechnungen werden Berechnungsverfahren aufbereitet auf der Grundlage der

- (1) Elastizitätstheorie und der
- (2) Fließgelenktheorie.

Zu (1) Elastizitätstheorie (Grenzlast F_{yM}):

Auf der Grundlage der Elastizitätstheorie (E-Theorie) lassen sich für jeden Ort der Platte die Biegemomente (m) in Abhängigkeit von der Belastung (F) angeben. Diese im folgenden als m/F -Beziehung bezeichnete Abhängigkeit ist unabhängig von der Größe der Last.

Der Anhang A3 beschreibt und erläutert die allgemein üblichen sowie die speziellen, für die Berechnung von Flachdecken und Fundamenten in dieser Arbeit gewählten Annahmen der E-Theorie. Des weiteren werden dort geschlossene Lösungen der m/F -Beziehungen abgeleitet, tabellarisch dargestellt und zur Bestätigung ihrer Brauchbarkeit den Ergebnissen von FEM-Berechnungen gegenübergestellt. An dieser Stelle braucht deshalb auf die m/F -Beziehungen nicht näher eingegangen zu werden. Lediglich hinsichtlich der Möglichkeit, die Tragfähigkeit einer Platte mit Hilfe der E-Theorie zu ermitteln, sind hier noch einige Bemerkungen angebracht.

Mit beginnendem Fließen verliert die E-Theorie in zunehmendem Maße an Wirklichkeitsnähe. Aus diesem Grunde verwendet die vorliegende Arbeit als Grenzlast der E-Theorie allein die Fließlast F_{yM} , d.h. die Last, die den Fließbeginn (Biegemoment m_y am höchstbeanspruchten Ort der Platte) angibt. Der Ansatz einer - je nach Annahme der rechnerischen Bruchdehnung des Stahls in unterschiedlichem Maße - geringfügig höheren Biegebruchlast dagegen erscheint weniger sinnvoll. Diese Größe findet lediglich indirekt, nämlich durch den Sicherheitsbeiwert von 1,75 bis 2,10 dividiert, Verwendung, wenn die nach DIN 1045 zulässige Biegelast F_{aM} zu ermitteln ist.

Sinnvolle Berechnungen, die das Tragverhalten der Platte über die Fließlast F_{yM} hinaus bis zum vollständigen Zusammenbruch des Systems weiter verfolgen, sind auf der Grundlage der E-Theorie nicht möglich, sie verlangen die Berücksichtigung plastischer Verformungen.

Die nach der E-Theorie ermittelte Fließlast gibt stets nur eine untere Grenze der Systemtragfähigkeit eines Bauteils an - reine Biegebeanspruchung ohne Berücksichtigung von Querkraftbeanspruchungen immer vorausgesetzt.

Zu (2) Fließgelenklinientheorie (Grenzlast F_{uM}):

Die entsprechende obere Grenze der Systemtragfähigkeit eines Bauteiles erhält man aus einer Berechnung nach der Fließgelenklinientheorie. Die Bruchlast F_{uM} gilt erst dann als erreicht, wenn sich durch Fließen der Biegezugbewehrung, also durch plastische Verformungen nach dem Überschreiten örtlicher Tragfähigkeitsgrenzen (Biegemoment m_u), Federgelenklinien in der Platte ausgebildet haben, die eine kinematische Kette bilden und damit unbegrenzte Formänderungen ohne weitere Laststeigerungen möglich machen.

Die in der Literatur vorzufindenden Berechnungsverfahren zum Durchstanzen verwenden verschiedentlich die nach der Fließgelenklinientheorie ermittelte theoretische Biegetraglast F_{uM} als Hilfsgröße zur Berechnung der Durchstanztragfähigkeit. Für die vorgesehenen Versuchsnachrechnungen mußten deshalb die Biegetraglasten F_{uM} aller in den Versuchen vorkommenden statischen Systeme in allgemeiner Form ermittelt werden. Im Anhang A4 sind die hierzu verwendeten Annahmen sowie die daraus ermittelten Traglasten F_{uM} angegeben.

Tabelle 4.1 zeigt die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen nach den beiden beschriebenen Theorien. Ermittelt wurden die einem Sicherheitsbeiwert einer Biegebemessung (Index "M") entsprechenden Verhältnisswerte γ_M der in den Versuchen gemessenen Bruchlasten zu den rechnerischen Grenzlasten:

$$\gamma_M = F_t / F_{yM} \quad \text{bzw.} \quad = F_t / F_{uM} \quad (4.1)$$

	ausgewertete Versuche	n_0	n	γ_{Mm}	v	γ_5	γ_{95}
$\gamma_M = \frac{F_t}{F_{yM}}$	Decken:	242	218	1,55	0,234	0,89	2,46
	Fundamente:	189	171	1,42	0,205	0,85	2,01
	Deck. + Fund.:	431	387	1,49	0,231	0,87	2,26
$\gamma_M = \frac{F_t}{F_{uM}}$	Decken:	242	218	0,90	0,244	0,53	1,48
	Fundamente:	189	171	0,80	0,217	0,49	1,16
	Deck. + Fund.:	431	387	0,85	0,228	0,52	1,34

Tabelle 4.1: Statistische Auswertung der γ_M -Werte der Versuche zum Grundfall des Durchstanzens ("G" in Spalte 6 der Tabelle A1.1)

$$\gamma_M = F_t / F_{yM} \quad \text{bzw.} \quad F_t / F_{uM}$$

F_t = Im Versuch gemessene Bruchlast

F_{yM} = Fließlast ($m = m_y$, E-Theorie)

F_{uM} = Biegebruchlast ($m = m_u$, Fließg.theorie)

γ_{Mm} = Mittelwert der γ_M -Werte

$n_0, n, v, \gamma_5, \gamma_{95}$ siehe Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen bestätigen, daß die E-Theorie auf eine untere Grenze der Biegetragfähigkeit führt und die Fließgelenklinientheorie auf eine obere Grenze. Die Fließlast F_{yM} ist im allgemeinen deutlich kleiner ($\gamma_M < 1$) als die tatsächliche Bruchlast F_t , und die rechnerische Biegebruchlast F_{uM} ist im allgemeinen deutlich größer ($\gamma_M > 1$) als F_t . Hierbei ist jedoch unbedingt zu beachten, daß sich die Aussagen zur oberen und unteren Grenze nur auf den theoretischen Fall reiner Biegebeanspruchung beziehen. In den Versuchen jedoch, in denen die tatsächlichen Bruchlasten F_t gemessen wurden, waren außer den Biegebeanspruchungen auch noch Schubbeanspruchungen wirksam.

Hieraus erklärt sich, daß eine ganze Anzahl von Versuchen Tragfähigkeiten zeigen, die außerhalb der beiden genannten Grenzen liegen. Das Durchstanzen ist offensichtlich auch ebenso wenig ein reines Biegeproblem wie es - wie bereits mehrfach betont - auch kein reines Schubproblem ist. Beide Beanspruchungsarten zusammen erst beschreiben den Beanspruchungszustand, der zum Durchstanzen führt, vollständig.

TEIL II

Konstruktionen nach DIN 1045

Inhaltsübersicht:

(Vollständiges Inhaltsverzeichnis s. im Vorspann)	Seite
5 Vorliegende Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens..	47
6 Gewähltes Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens....	58
7 Nachweismethode der DIN 1045 zum Grundfall des Durchstanzens.....	79
8 Vergleich des Balkenschubbruchs mit dem Grundfall des Durchst. ...	94
9 Pilzdecken.....	104
10 Ausmittige Stützenbeanspruchung.....	114
11 Aussparungen in Stützennähe.....	129
12 Schubbewehrung.....	140
13 Rand- und Eckstützenbereiche.....	161
14 Zusammenfassung Teil II mit Textvorschlägen zur Änderung des Abschnittes 22 der Din 1045.....	169

5 Vorliegende Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens

5.1 Allgemeines zum Grundfall des Durchstanzens

5.1.1 Definitionen und Bezeichnungen

Unter dem "Grundfall des Durchstanzens" versteht diese Arbeit das Durchstanzen von Flachdeckeninnenbereichen und Einzelfundamenten, die hinsichtlich Belastung, Plattenausbildung und Bewehrungsanordnung keinerlei Besonderheiten aufweisen (Abgrenzung gegen "Sonderfälle" s. Abschn. 1.2). Platten zum Grundfall unterscheiden sich untereinander allein bezüglich folgender Größen:

- statisches System (Flachdecke bzw. Flachdeckenausschnitt oder Einzelfundament)
- die Platten- und Stützenabmessungen (l , d , c)
- Biegebewehrung (μ , h , ggf. auch μ' und ggf. Bewehrungskonzentration im engsten Stützenbereich)
- Baustofffestigkeiten (β_C , β_S)

5.1.2 Besonderheit bei Fundamenten (Beiwert α_F)

Die in den nächsten Abschnitten behandelten Verfahren zur Ermittlung rechnerischer Bruchlasten F_u bzw. zulässiger Lasten F_a verwenden häufig die in einem den Stützenanschluß umlaufenden Schnitt rechnerisch auftretenden Schubspannungen τ_u bzw. τ_a als Hilfsgrößen. Bei Fundamenten ist in solchen Fällen zu beachten, daß ein Teil der Bodenpressungen unmittelbar in die Stütze eingeleitet wird, ohne hierbei Schubbeanspruchungen im umlaufenden Schnitt zu erzeugen. Üblicherweise wird dieser Lastanteil über die Angabe einer Teilfläche A_K der Gesamtfundamentfläche A_F festgelegt. Bodenpressungen, die innerhalb der Teilfläche A_K angreifen, brauchen zur Ermittlung der Schubspannungen τ_u bzw. τ_a rechnerisch nicht angesetzt zu werden.

Die Angriffsfläche A_K stimmt nicht immer mit der vom umlaufenden Schnitt umschlossenen Fläche überein. Bild 5.1 zeigt dies am Beispiel der Festlegungen der DIN 1045.

Geeigneterweise wird der beschriebene Sachverhalt durch einen Faktor α_F berücksichtigt, der die höhere Tragfähigkeit von Fundamenten gegenüber Flachdecken bei gleicher rechnerischer Schubbeanspruchung angibt. Allgemein läßt sich die Stützenlast dann darstellen als

$$F = \tau \cdot A_T \cdot \alpha_F \quad (5.1)$$

mit τ = mittlere Schubspannung in A_T

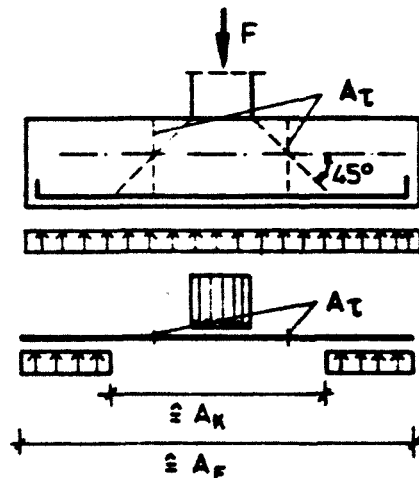
A_T = Fläche des für die Schubbemessung maßgebenden umlaufenden Schnittes

α_F = bei Flachdecken: $\alpha_F = 1,0$

bei Fundamenten: $\alpha_F = 1/(1 - A_K/A_F)$

A_F = Sohlfläche eines Fundamentes

A_K = Teilfläche aus A_F , nach DIN 1045 Kegelgrundfläche (In A_K angreifende Sohlpressungen erzeugen rechnerisch keine Schubspannungen in der Schnittfläche A_T)



Bauteil und Bodenpressungen

Statisches System und rechnerisch für den Durchstanzsicherheitsnachweis anzusetzende Belastung

Bild 5.1: Teilfläche A_K der rechnerisch nicht anzusetzenden Bodenpressungen und Lage des maßgebenden Schnittes A_T nach DIN 1045

5.1.3 Versuchsdaten

Die Datensammlung der Tab. A1.1 im Anhang A1 enthält zum Grundfall des Durchstanzens 431 Versuche aus insgesamt 47 Forschungsberichten. Die Versuche sind in Tabelle A1.1 in Spalte 6 mit "G" gekennzeichnet und durch die in der Tabelle angegebenen Daten vollständig beschrieben.

5.2 Beschreibung der Berechnungsverfahren

Im Anhang A5 werden 26 Verfahren zur Berechnung der Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Konstruktionen ausführlich vorgestellt.

18 dieser Verfahren sind für Versuchsnachrechnungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit geeignet. Sie sind in der nachfolgenden Tabelle 5.1 in Kurzform aufgeführt. Zuerst sind chronologisch geordnet 14 Verfahren zur Bruchlastberechnung angegeben, dann folgen 4 Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen aus nationalen und internationalen Bauvorschriften.

Die meisten in der Literatur angebotenen Berechnungsvorschläge ermitteln die Tragfähigkeiten weitgehend empirisch und ohne Verwendung einer Bruchhypothese. Zur Tragfähigkeitsbeschreibung wird eine Bruchschubspannung τ_u definiert. τ_u ist die maximal aufnehmbare mittlere Schubspannung in einem als maßgebend angesehenen, den Stützenanschluß umlaufenden Schnitt. Sofern Biegebeanspruchungen berücksichtigt werden, geschieht dies teils, indem τ_u als Funktion von m_u (rechnerisch aufnehmbares Plattenbiegemoment) oder von F_{uM} (nach der Fließgelenklinientheorie ermittelte Biegebruchlast) angegeben wird, teils indem die Biegebruchlast F_{uM} als zweite Grenzlast neben der mit τ_u berechneten Schubbruchlast F_{uQ} eingeführt wird.

10 der 14 in Tabelle 5.1 aufgeführten Berechnungsverfahren zur Bruchlastbestimmung sowie alle 4 dort geschilderten Nachweisverfahren aus Bauvorschriften gehen in der beschriebenen Weise vor. Die jeweiligen Schnittführungen und die rechnerischen Bruchschubspannungen bzw. die zulässigen Schubspannungen sind in der Tabelle angegeben.

Folgende 4 Verfahren der Tab. 5.1 basieren auf anderen theoretischen Grundlagen:

- Kinnunen und Nylander /110/ (Zeile 4) verwenden ein mechanisches Modell des Stützenanschlußbereiches und geben als Bruchkriterium das Erreichen bestimmter Stauungen in der Biegedruckzone an. Ähnlich gehen Reimann /170/ und Anis /23/ vor. Da Versuchsnachrechnungen nach diesen Verfahren äußerst aufwendig sind, wird exemplarisch nur das bei weitem bekannteste und in den CEB-Kommissionen stark beachtete Verfahren von Kinnunen und Nylander näher erläutert und für die Datenverarbeitung aufbereitet.
- Marti, Ritz und Thürlimann /139, 140/ (Zeile 11) geben eine obere Grenze für die Durchstanzbruchlast von Flachdecken an, indem sie den Bruch als Starrkörper-trennung des Bruchkegels von der umgebenden Platte betrachten und die Coulombsche Fließbedingung auf den ungerissen angenommenen Beton der Platte anwenden.
- Nölting /155/ (Zeile 13 und 14) faßt das Durchstanzen primär als eine Biegedruckbruch mit geneigter Druckzonenkraft auf. Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit werden im Prinzip die Annahmen der DIN 1045 verwendet (Schnittgrößenermittlung nach E-Theorie, Querschnittsanalyse mit den Werkstoffarbeitslinien der DIN 1045, konstante Bruchdehnung als Versagenskriterium). Der tragfähigkeitsmindernde Einfluß der Querkraft wird über eine Funktion der Plattenschlankheit bei der Ermittlung der maßgebenden schrägen Betondruckstauchung berücksichtigt.

Erläuterungen zur nachfolgenden Tabelle 5.1:

Die Tabelle enthält Angaben zur Berechnung von

$$\begin{array}{ll} \text{Bruchlasten:} & F_u = \tau_u \cdot A_T \cdot \alpha_F \quad \text{bzw. von} \\ \text{zulässigen Lasten:} & F_a = \tau_a \cdot A_T \cdot \alpha_F \end{array}$$

Hierbei bedeuten:

τ_u, τ_a mittlere Schubspannungen in der Fläche A_T
 A_T Schnittfläche (Schnittverlauf s. Skizzen in der Tab.; Höhe = h, sofern nicht anders angegeben)
 α_F Beiwert für Fundamente nach Abschnitt 5.1.2
 (Flächen A_K siehe Skizzen in der Tabelle)

Einheiten: SI-Einheiten (Im Falle nicht dimensionsechter Gleichungen sind Spannungen (β_C etc.) in N/mm² und Bewehrungsgrade(μ) in % einzusetzen.)

Hilfswerte, die in der Literatur in Tabellenform angegeben sind, sind in den nachfolgenden Gleichungen durch geschlossene Ansätze dargestellt.

Zur Verdeutlichung der jeweils vorausgesetzten Bauteilformen, sind die Angaben l_A , l_F , l_D und c stets mit Zusatzindizes (k = kreisförmig, q = quadratisch) versehen.

Ausführliche Beschreibungen der aufgeführten Berechnungsverfahren werden im Anhang A5 gegeben.


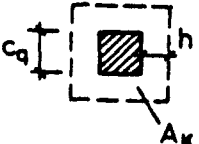

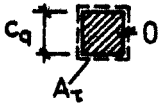
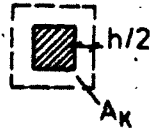
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_τ	A_K
1	<u>Hognestad /94/ (1953):</u> $\tau_u = \frac{1}{2} \cdot \tau_{uo} + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \tau_{uo}^2 + 0,07 \cdot \beta_C \cdot F_{uM} / (A_\tau \cdot \alpha_F)}$ $\tau_{uo} = 0,035 \cdot \beta_C + 0,896$ und $A_\tau = 4 \cdot c_q \cdot 7/8 \cdot h$		
2	<u>Elstner u. Hognestad /52/ (1956):</u> $\tau_u = 1,15 + \sqrt{1,15^2 + 0,046 \cdot \beta_C \cdot F_{uM} / (A_\tau \cdot \alpha_F)}$		
3	<u>Whitney /210/ (1958):</u> $\tau_u = 0,690 + 0,75 \cdot m_u / h \cdot \sqrt{h / a_W}$ Flachd.ausschnitt: $a_W = (\ell_{Aq} - c_q) \cdot 0,50$ Einzelfundament: $a_W = (\ell_{Fq} - c_q) \cdot 0,25$		(siehe)
4	<u>Kinnunen u. Nylander /110/ (1960)</u> + Iterationverfahren für F_u , abgeleitet aus einem Modell des Stützenbereiches (s. Anhang A5)		
5	<u>Moe - ausführlicher Ansatz /147/ (1961):</u> $\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot \frac{1,245 \cdot (1 - 0,075 \cdot c_q / h)}{1 + 0,436 \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot \alpha_F / F_{uM}}$		
6	<u>Moe - Näherungsansatz /147/ (1961):</u> $\tau_u(c_q / h \leq 3,0) = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,766 - 0,093 \cdot c_q / h)$ $\tau_u(c_q / h > 3,0) = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,837 \cdot h / c_q + 0,208)$		

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens - Blatt 1

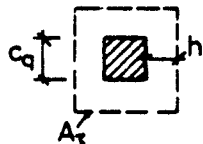
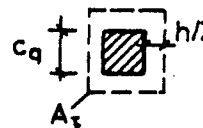
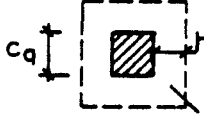
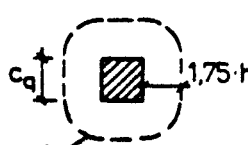
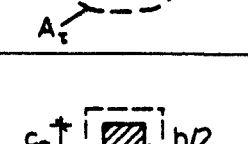
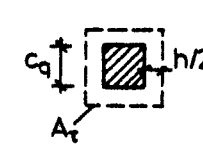

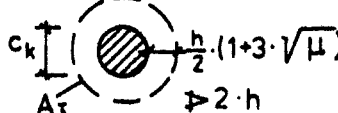
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_τ	A_K
7	<u>Ytzhaki /214/ (1966):</u> $\tau_u = (1,03 + 0,00164 \cdot \mu \cdot \beta_S) \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega)$ $F_u > F_{uM}$		—
8	<u>Herzog /91/ (1971):</u> $\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,220 + 0,000575 \cdot \mu \cdot \beta_S)$ $> \sqrt{\beta_C} \cdot 0,523$		
9	<u>Regan /167/ (1971):</u> $\tau_u = 0,328 \cdot (\mu \cdot \beta_C)^{0,40}$		—
10	<u>Long /131/ (1975):</u> $\tau_u = \frac{0,415 \cdot \sqrt{\sqrt{\mu} \cdot \beta_C}}{0,75 + 4 \cdot c_q / \ell_D}$ $F_u > F_u(m) = 1,30 \cdot \frac{m_u}{0,255 - 1,17 \cdot c_q / \ell_D}$		—
			—
11	<u>Marti, Ritz u. Thürlimann /139,140/ (1977):</u> $\tau_u = \beta_C \cdot \left(\frac{\sqrt{\xi}}{2} + \frac{1 - \xi}{4 \cdot c_k / h} \right)$ $\xi = \beta_{bZ} / \beta_C \quad \text{und} \quad \beta_{bZ} = 0,35 \cdot \sqrt{\beta_C^2}$		—
12	<u>Petcu, Stanculescu un Pancaldi /160,161/ (1979):</u> $\tau_u = 0,035 \cdot \sqrt{\beta_C^2} \cdot (1 + 3\sqrt{\mu}) \quad (\mu > 1,00)$		—

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens - Blatt 2

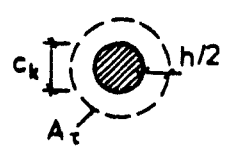
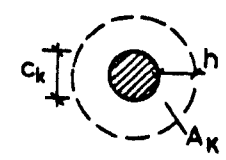
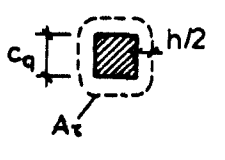
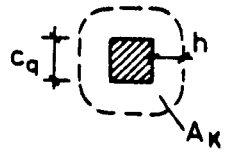
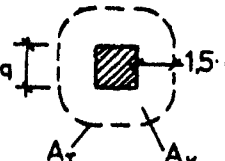
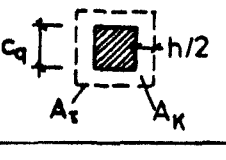
Zeile	τ_u bzw. τ_a	A_τ	A_K
13	<u>Nöltting "G1" /155/:</u> $F_u = F_{yM} \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right)$	(s. Abschn. 6.3.2)	
14	<u>Nöltting "G2" /155/:</u> $F_u = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \cdot f_o$	(s. Abschn. 6.3.3)	
15	<u>DIN 1045 /1/:</u> $\tau_u = 0,052 \cdot (1 + \beta_S/500) \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2}$ $\tau_a = \tau_u$ und $\beta_W = \beta_C/0,85$		
16	<u>CEB-Mustervorschrift /8/:</u> $\tau_u = 0,056 \cdot (1 + 0,5 \cdot \mu) \cdot \underbrace{(1,6 - h)}_{\leq 1,00} \cdot \sqrt[3]{\beta_C^2}$ $\tau_a \approx 1,40 \cdot \tau_u$		
17	<u>Britische Vorschrift CP110 /10/:</u> $\tau_u = \left(\underbrace{\left(0,65 + \frac{\beta_W}{100} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\beta_W - 30}{100}\right)}_{\leq 0} - (0,77 - 0,27 \cdot \mu^2) \right) \cdot \underbrace{(1,5 - 2 \cdot d)}_{\substack{\leq 1,00 \\ > 1,20}}$ $\tau_a \approx 1,47 \cdot \tau_u$ und $\beta_W = \beta_C/0,80$		(siehe)
18	<u>Amerikanische Vorschrift ACI 318-1983 /12/:</u> $\tau_u = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_{C,m}} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_C + 3,45}$ $\tau_a \approx 1,77 \cdot \tau_u$		(siehe)

Tabelle 5.1: Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens - Blatt 3

5.3 Versuchsnachrechnungen

5.3.1 Daten, Annahmen

Die meisten der in Tab. 5.1 aufgeführten Berechnungsverfahren setzen Bauteile mit gleichmäßig verteilter Biegezugbewehrung voraus und enthalten keine Angaben zur Berücksichtigung einer eventuell vorhandenen Biegedruckbewehrung. Es werden deshalb nachfolgend nur solche Versuche nachgerechnet, die weder Bewehrungskonzentrationen im engsten Stützenbereich noch Biegedruckbewehrungen aufweisen. Von den insgesamt 431 Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens (s. Abschn. 5.1.3) verbleiben damit noch 326 Versuche, von denen 150 an Flachdecken oder Flachdeckenausschnitten und 176 an Fundamenten durchgeführt sind.

Die Berechnungsverfahren setzen im allgemeinen spezielle Platten- und Stützenquerschnittsformen voraus. Sofern nicht angegeben ist, in welcher Weise Bauteile mit davon abweichenden Formen zu berechnen sind, wird wie folgt vorgegangen:

- Stützenquerschnitte werden in flächengleiche Ersatzquerschnitte der vorgesehenen Form umgerechnet.
- Plattenabmessungen fließen teils indirekt über die Biegebruchlast F_{uM} und teils direkt als Plattenlängen l in die Berechnungsverfahren ein. Im ersten Fall erübrigen sich Umrechnungen, da im Anhang A4 für alle in Frage kommenden statischen Systeme Gleichungen zur Ermittlung der Rechengröße F_{uM} angegeben sind. Im zweiten Falle werden die Plattenlängen auf den Durchmesser l_0 der umlaufenden Lasteinleitungslinie umgerechnet. Die Länge l_0 ist hier im Vorgriff aus dem späteren Abschnitt 6.3.2 entliehen; dort sind auch die Umrechnungsgleichungen für die verschiedenen statischen Systeme zu finden.

Die örtliche Biegetragfähigkeit m_u wird einheitlich nach den Ansätzen der DIN 1045 berechnet.

Bei Berechnungen nach den vier beschriebenen Bauvorschriften wird die zulässige Last F_{aQ} unter der Annahme ermittelt, daß mit der für den Versuchskörper nachgewiesenen Betonfestigkeit gerade die Mindestfestigkeit (nicht die Serienfestigkeit) der zu bestimmenden Betongüte erreicht ist. Die aus den Versuchsergebnissen berechneten Sicherheiten beziehen sich somit auf solche Bauteile, bei denen die verlangte Mindestfestigkeit des Betons eben erreicht ist. Die in der Baupraxis bei Anwendung der untersuchten Vorschriften zu erwartenden Sicherheiten werden demzufolge etwas höher liegen als die hier aus den Versuchsnachrechnungen gewonnenen Werte.

5.3.2 Berechnungsergebnisse

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen lassen sich geeigneterweise durch die Verhältnismerte F_t/F_u (im Versuch gemessene Bruchlast/rechnerische Bruchlast) bzw. durch den Sicherheitsbeiwert F_t/F_a (im Versuch gemessene Bruchlast/zulässige Last) darstellen. Beide Verhältnismerte werden im folgenden mit γ bezeichnet. Tabelle 5.2 enthält die Ergebnisse der statistischen Auswertungen der festgestellten γ -Werte. Möglichen Mängeln in der Datenerfassung und den natürlichen Streuungen ist entsprechend Abschn. 3.3 dadurch Rechnung getragen, daß die außerhalb der 5- und der 95%-Fraktilengrenze liegenden Ergebnisse nicht mitgewertet sind.

Zeile	Berechnungsmeth.	Decken (n _o = 150)					Fundamente (n _o = 176)					Decken u. Fundamente (n _o = 326)				
		n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅	n	Y _m	v	Y ₅	Y ₉₅
1	Hognestad /94/	136	1,03	0,180	0,51	1,33	158	1,01	0,095	0,80	1,22	294	1,02	0,127	0,67	1,27
2	Elstner, Hog. /52/	136	1,05	0,187	0,49	1,37	158	1,02	0,112	0,79	1,26	294	1,04	0,140	0,67	1,32
3	Whitney /210/	136	1,17	0,177	0,70	1,58	158	1,03	0,134	0,75	1,27	294	1,09	0,160	0,74	1,50
4	Kinnunen, N. /110/	136	1,20	0,149	0,84	1,65	158	0,97	0,153	0,68	1,29	294	1,07	0,172	0,73	1,46
5	Moe (ausf.) /147/	136	1,06	0,113	0,81	1,30	158	1,03	0,093	0,83	1,24	294	1,04	0,103	0,82	1,26
6	Moe (Nhh.) /147/	136	1,30	0,129	0,99	1,66	158	1,27	0,145	0,99	1,65	294	1,28	0,139	0,99	1,66
7	Yitzhaki /214/	136	1,12	0,129	0,89	1,46	158	0,96	0,146	0,70	1,33	294	1,04	0,150	0,75	1,42
8	Herzog /91/	136	0,99	0,168	0,55	1,27	158	1,04	0,105	0,81	1,30	294	1,02	0,126	0,71	1,28
9	Kegan /167/	136	1,11	0,145	0,74	1,40	158	1,12	0,110	0,88	1,44	294	1,12	0,122	0,80	1,43
10	Long /131/	136	1,19	0,123	0,93	1,53	158	1,33	0,120	1,03	1,69	294	1,26	0,130	0,96	1,65
11	Marti, R., T. /139/	136	0,56	0,272	0,24	0,82	158	0,49	0,225	0,34	0,76	294	0,52	0,254	0,28	0,81
12	Petcu, S., P. /160/	136	1,03	0,182	0,64	1,50	158	1,21	0,116	0,95	1,53	294	1,13	0,156	0,73	1,51
13	Nöltting "G1" /155/	136	0,99	0,123	0,77	1,23	158	1,02	0,101	0,82	1,21	294	1,01	0,111	0,78	1,23
14	Nöltting "G2" /155/	136	0,99	0,136	0,69	1,28	158	1,01	0,086	0,84	1,18	294	1,00	0,107	0,74	1,22
15	DIN 1045 /1/	136	2,96	0,195	1,56	4,12	158	3,57	0,115	2,80	4,73	294	3,30	0,157	1,94	4,44
16	CEB-Musterv. /8/	136	3,48	0,224	1,58	4,76	158	3,89	0,124	2,95	4,95	294	3,72	0,165	2,02	4,91
17	ICP 110 /10/	136	2,29	0,138	1,58	2,93	158	1,83	0,187	1,26	2,91	294	2,04	0,194	1,31	2,92
18	ACI 318-1983 /12/	136	2,18	0,230	0,90	3,03	158	2,08	0,164	1,54	2,96	294	2,14	0,190	1,29	3,02

Tabelle 5.2:

Statistische Auswertung der Y-Werte der Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

$$Y = F_t / F_u \quad \text{bzw.} \quad F_t / F_a$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = rechnerische Bruchlast

F_a = zulässige Last

$n_o, n, Y_m, v, Y_5, Y_{95}$ siehe

Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

6 Gewähltes Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens

6.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsverfahren beurteilt (Abschn. 6.2), es wird das in der weiteren Arbeit für Bruchlastbestimmungen allein zu verwendende Berechnungsverfahren festgelegt (Abschn. 6.3), und es werden die im weiteren zugrunde gelegten Vorstellungen über das Tragverhalten und den Bruchmechanismus beschrieben (Abschn. 6.4). Abschließend wird die Einflußnahme der maßgebenden Parameter untersucht (Abschn. 6.5).

6.2 Bewertung der vorliegenden Berechnungsverfahren

6.2.1 Verfahren zur Bruchlastbestimmung

Die vorgeschlagenen Methoden zur Bruchlastvorhersage sind vorrangig nach den ihnen zugrunde liegenden Annahmen und Vorstellungen zum Bruchmechanismus zu beurteilen. Die Güte der Berechnungsmethoden bestimmt sich deshalb in erster Linie nach der möglichst geringen Streuung der Versuchsergebnisse (Variationskoeffizient v) und erst in zweiter Linie nach der Übereinstimmung des Mittelwertes γ_m mit dem Zielwert 1,00. Die Tabelle 5.2 erlaubt folgende Schlüsse:

- Die geringsten Streuungen zeigen die Verfahren, in die in irgendeiner Weise die Abmessungsverhältnisse des Gesamtebauteiles einfließen.

Der Ansatz mit den geringsten Streuungen von Moe (Zeile 5) berücksichtigt das Plattengesamtsystem, indem es die rechnerische Biegebruchlast F_{uM} (Ermittlung nach der Fließgelenklinientheorie) in die Berechnung der Bruchschubspannungen einfließen läßt. Mit zunehmender Biegebeanspruchung nimmt die rechnerische Schubtragfähigkeit ab.

- Die Ansätze von Nölting (Zeile 13 und 14) mit nur geringfügig stärkeren Streuungen fassen das Durchstanzen primär als einen Biegedruckbruch mit geneigter Druckzonenkraft auf. Die Berechnung erfolgt weitgehend unter Verwendung der DIN-Annahmen für biegebeanspruchte Stahlbetonbauteile.
- Zufriedenstellend geringe Streubreiten lassen sich auch mit vergleichsweise einfachen Ansätzen erreichen. Neben dem Näherungsansatz "G2" von Nölting bestätigt dies auch der noch einfachere Ansatz von Herzog (Zeile 8), der deutlich geringere Variationskoeffizienten aufweist als beispielsweise die aufwendigeren Verfahren der vier untersuchten Bauvorschriften.
- Die höchsten Streuungen zeigt verständlicherweise das Verfahren von Marti, Ritz und Thürlimann (Zeile 11), da es nicht eine möglichst exakte Bestimmung der Bruchlast zum Ziel hat, sondern lediglich eine obere Grenze für diese Last angeben will. Die deutlich unter 1,00 liegenden γ -Werte bestätigen, daß der vorgeschlagene, allein Querkraftbeanspruchungen berücksichtigende Starrkörpermechanismus in ähnlicher Weise eine obere Grenze der Tragfähigkeit beschreibt wie die Biegebruchlast F_{uM} der Fließgelenktheorie, die allein die Biegebeanspruchungen berücksichtigt.

6.2.2 Nachweisverfahren der Bauvorschriften

- Die hier nachvollzogenen Schubsicherheitsnachweise werden in den Bauvorschriften im allgemeinen als "Nachweise der Sicherheit gegen Durchstanzen" bezeichnet. Die Nachrechnungsergebnisse lassen jedoch erkennen, daß die angestrebten Sicherheiten nur gewährleistet sind, wenn zusätzlich auch die in den Bauvorschriften jeweils verlangten Biegetragfähigkeitsnachweise durchgeführt sind. Auch die Streubreiten der Nachrechnungsergebnisse erreichen erst unter Einschluß der Biegebemessung annehmbar niedrige Wer-

te. Für die DIN 1045 beispielsweise steigt die untere Grenze der Sicherheiten γ_5 von 1,94 auf 2,51, und der Variationskoeffizient v sinkt von 0,157 auf 0,133 (vergl. Abschnitt 7.1.2, Tab. 7.1).

- Eine auffallend niedrige Streuung zeigen die Nachrechnungen der Versuche an Decken nach der britischen Stahlbetonvorschrift CP 110 /10/. Dies hat sicherlich seine Ursache darin, daß diese Vorschrift den maßgebenden Schnitt im Abstand der 1,5-fachen Plattendicke um den Stützenanschluß wählt. Damit wird das Verhältnis von Stützendurchmesser zur statischen Nutzhöhe wesentlich zutreffender erfaßt als mit der Schnittführung im Abstand $0,5 \cdot h$ entsprechend den anderen drei geprüften Bauvorschriften.

Untersuchungen zur optimalen Schnittlage zeigten auch für das Nachweisverfahren der DIN 1045 bei der Nachrechnung von Deckenversuchen die geringsten Variationskoeffizienten für eine Schnittlage im Abstand von ca. $3,0 \cdot h$ vor dem Stützenrand. Da jedoch für Fundamente als optimaler Abstand ca. $0,25$ bis $0,50 \cdot h$ gefunden wurde, werden in dieser Arbeit keine diesbezüglichen Änderungsvorschläge zur DIN 1045 unterbreitet.

Bedeutsam an den Untersuchungen zur optimalen Schnittlage ist, daß sie einmal mehr verdeutlichen, daß Schubspannungen reine Rechenhilfsgrößen sind. Allein können sie den Beanspruchungszustand beim Durchstanzen nicht ausreichend gut beschreiben, denn auch der Biegebeanspruchungszustand bzw. die Abmessungsverhältnisse c/h und l/h sind von wesentlicher - wenn nicht sogar von ausschlaggebender - Bedeutung.

6.3 Gewähltes Verfahren zur Bruchlastberechnung

6.3.1 Entscheidungskriterien und Entscheidung

Gesucht wird ein Berechnungsverfahren, das folgenden Zwecken dienen soll:

- Es soll Grundlage sein für ein Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen, das zur Einführung in die DIN 1045 geeignet ist.
- Es soll Parameterstudien erlauben, die darüber Auskunft geben, in welcher Weise die Durchstanztragfähigkeit von den maßgebenden Bauteil- und Baustoffkennwerten abhängt.
- Es soll für Untersuchungen zu den Sonderfällen des Durchstanzens möglichst zuverlässige rechnerische Bruchlasten F_{uo} vergleichbarer Konstruktionen des Durchstanzgrundfalles angeben, um so die Wirkung der jeweiligen Sonderbauweise herauszustellen.

Dieser Zweckbestimmung entsprechend sind folgende Forderungen an das zu wählende Berechnungsverfahren zu stellen:

- (1) Es muß eine möglichst genaue Bruchlastvorhersage erlauben.
- (2) Es muß die physikalischen Vorgänge bei Durchstanzen möglichst zutreffend widerspiegeln.
- (3) Es muß auf Grundlagen aufbauen, die den Grundprinzipien der DIN 1045 entsprechen.
- (4) Es muß die Einflußnahme der einzelnen Parameter auf die Bruchlast möglichst deutlich erkennen lassen.

Nach den Ausführungen des vorangegangnen Abschnittes 6.2 kommen nur zwei Berechnungsmethoden in die engere Wahl. Es sind die Verfahren von Moe /147/ und Nölting /155/, die die

besten Übereinstimmungen zwischen Rechnung und Versuch zeigten. Zu beiden Verfahren wurden im Abschnitt 5.2 je ein ausführlicher Ansatz und ein Näherungsansatz vorgestellt.

Den Ansätzen von Nölting (ausführlicher Ansatz = "G1", Näherung = "G2") wird der Vorzug gegeben. Die Forderungen (1) und (3) werden von beiden Ansätzen erfüllt. Die Forderung (2) nach einer physikalischen Begründung des Verfahrens ist durch "G1" erfüllt, und für Parameterstudien entsprechend der Forderung (4) ist "G2" geeignet.

Die Ansätze von Moe hingegen sind weniger geeignet. Die Vorstellung, daß rechnerische Bruchschubspannungen für den Bruch maßgebend sind, ist physikalisch nicht sehr befriedigend, und die Verwendung der rechnerischen Biegetraglast nach der Fließgelenklinientheorie entspricht nicht den Prinzipien der DIN 1045.

In den weiteren Abschnitten dieser Arbeit werden somit zur Berechnung der Bruchlasten des Durchstanzgrundfalles ausschließlich die genannten Verfahren "G1" und "G2" verwendet. Die zur Anwendung der Verfahren erforderlichen Rechenschritte sind nachfolgend angegeben.

6.3.2 Berechnungsansatz "G1":

Die Herleitung des Ansatzes ist im Anhang A5 (Abschn. A5.22) beschrieben. Die Bruchlast wird wie folgt ermittelt:

Ansatz "G1":

$$F_u = F_{yM} \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right) \quad (6.1)$$

Hierbei geben F_{yM} und $\epsilon_{bl,y}$ die Stützenlast bzw. die horizontale Betonrandstauchung am Stützenanschnitt bei beginnendem Fließen an und sind entsprechend Anhang A3 (m/F-Beziehungen nach E-Theorie, s. Abschn. A3.4) bzw. Anhang A2 (FlieBmoment nach DIN 1045, s. Abschn. A2.4(1)) zu ermitteln.

Die Schlankheit λ ist mit Bild 6.1 definiert und lässt sich nach Gleichung (6.2) berechnen:

$$\lambda = \frac{a}{h} = \frac{1}{2} \cdot \frac{(\ell_0 - c)}{h} \quad (6.2)$$

Hierbei bedeuten die Größen h , c und ℓ_0 :

h = statische Nutzhöhe der Platte

a = Abstand vom Stützenrand bis zu der die Stütze umlaufenden Momentennullpunktslinie (bei Flachdecken) bzw. bis zu der umlaufenden Schwerachse der Plattenbelastung (bei Fundamenten) Berechnung als $0,5 \cdot (\ell_0 - c)$, Darstellung siehe Bild 6.1.

c = Durchmesser des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes (Quadratische Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Querschnitte umzurechnen.)

ℓ_0 = Durchmesser der umlaufenden Momentennulllinie bzw. Lasteinleitungslinie entsprechend Bild 6.3

- Flachdecke (vergl. Ab. 3.4.2(2)): $\ell_0 = 0,46 \cdot \ell_D$

- Flachdeckenausschnitt:

kreisförmig:

$$\ell_0 = \ell_A$$

quadratisch, Ecken frei:

$$\ell_0 = \ell_A$$

quadratisch, Ecken gehalten:

$$\ell_0 = 0,80 \cdot \ell_A$$

- Fundament:

kreisförmig:

$$l_o = \frac{2}{3} \cdot l_F \cdot \frac{1-\beta^3}{1-\beta^2}$$

quadratisch:

$$l_o = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{4}{\pi}} \cdot l_F \cdot \frac{1-\beta^3}{1-\beta^2}$$

mit $\beta^2 = A_K/A_F$, wobei A_K die Basisfläche des Durchstanzkegels ist und A_F die Sohlfläche des Fundamentes.

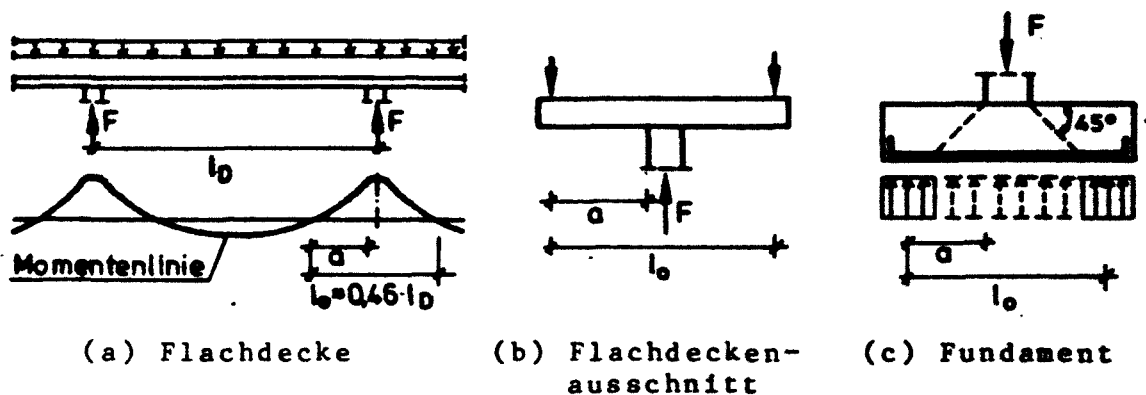


Bild 6.1: Darstellung der Länge a bei unterschiedlichen statischen Systemen.

6.3.3 Berechnungsansatz "G2"

Die Ableitung des Näherungsansatzes "G2" aus dem Ansatz "G1" ist in /155/ ausführlich beschrieben. Wie im Anhang A5 (Abschn. A5.23) bereits angeführt, wird die Bruchlast wie folgt berechnet:

Ansatz "G2":

$$F_u = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \cdot f_o \quad (6.3)$$

Die Teilfunktion $f_o = f_o(c/l, h/l)$ ist nach den Gleichungen (6.4a bzw. 6.4b) zu bestimmen.

Flachdecken:

$$f_o = (0,65 + 9,40 \cdot c/\ell_D) - (2,20 + 70 \cdot c/\ell_D) \cdot h/\ell_D \quad (6.4a)$$

Fundamente:

$$f_o = (0,60 + 6,30 \cdot c/\ell_F) - (1,00 + 15 \cdot c/\ell_F) \cdot h/\ell_F \quad (6.4b)$$

Die Bilder 6.2a und 6.2b veranschaulichen die Gleichungen (6.3a) und (6.4b) graphisch:

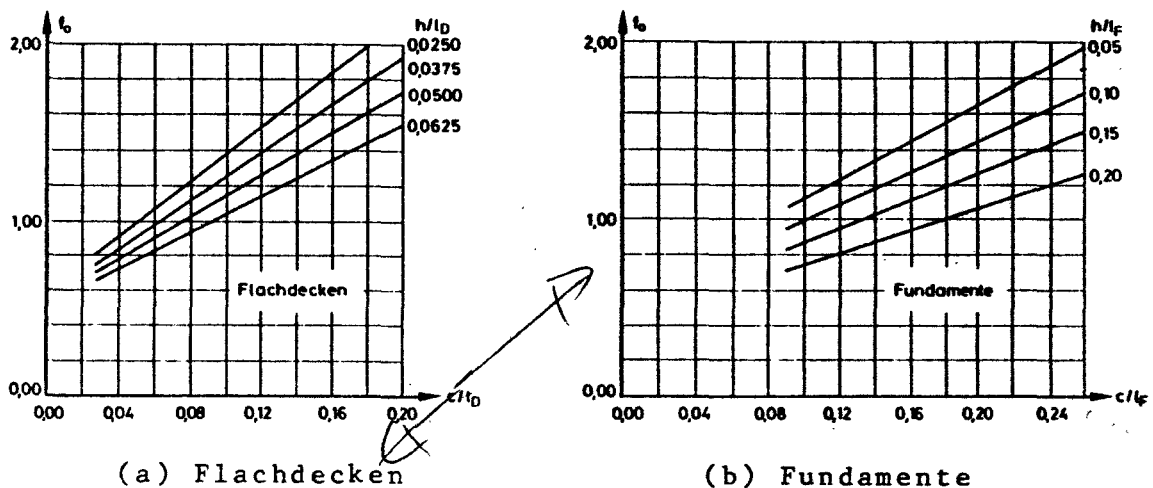


Bild 6.2: Funktion f_o zu den Gl.(6.4a) und (6.4b)

Die Gleichungen (6.4a) und (6.4b) setzen kreisförmige Stützenquerschnitte und quadratische Stützenraster bzw. quadratische Fundamentplatten vorausgesetzt. In Fällen abweichender Stützenquerschnittsformen sind die Stützenquerschnitte in flächengleiche Ersatzquerschnitte umzurechnen. Bei rechteckigen Plattenabmessungen ist die Länge der größeren Rechteckseite der Ermittlung von f_o zugrunde zu legen. Die beiden hier vereinbarten Regelungen entsprechen denen zum Berechnungsvorschlag "Gl" und finden in den Abschnitten 6.5.8 und 6.5.9 durch Versuchsnachrechnungen ihre Bestätigung.

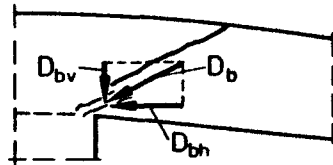
6.4 Tragverhalten und Bruchmechanismus

Folgende Vorstellungen von Tragverhalten und Bruchmechanismus werden in der vorliegenden Arbeit fortan zugrunde gelegt:

- Maßgebend für das Durchstanzen sind die im Stützenanschlußbereich Extremwerte erreichenden Biege- und Schubbeanspruchungen der Platte. Die Biegebeanspruchungen sind von der Plattenkrümmung und diese wiederum vom Formänderungsverhalten des Plattengesamtsystems abhängig. Die Schubbeanspruchungen hingegen sind weitgehend allein von der örtlichen Plattenausbildung abhängig. Aus Gleichgewichtsgründen müssen sie in der Summe stets gleich der Stützenkraft F sein.
- Rißbildungsbeobachtungen sowie Dehnungs- und Durchbiegungsmeßergebnisse weisen auf stets annähernd rotationssymmetrische Beanspruchungszustände im Stützenanschlußbereich hin. Der rechnerisch maßgebende Schnitt ist deshalb kreisförmig um den Stützenanschluß zu legen, und es darf unterstellt werden, daß die Beanspruchungen in der für das Durchstanzen maßgebenden Betondruckzone entlang dieses Schnittes konstant sind.
- Voraussetzung für ein Durchstanzversagen ist, daß sich zuvor ein charakteristisches Rißbild ausgebildet hat. Dies besteht aus einem zuerst entstandenen Stern radialer Risse und aus einer Schar nachfolgend hinzugekommener ringförmiger Risse. Erst wenn die Bildung der ringförmigen Risse - vom Stützenzentrum aus nach außen fortschreitend - den Rand der späteren Bruchkegelgrundfläche erreicht hat, wenn also die spätere Bruchfläche durch einen Riß vorgeprägt ist, erst dann tritt das Durchstanzen ein.
- Der Durchstanzbruch tritt ein, wenn in der Betondruckzone der Platte am Stützenanschluß ein bestimmter Beanspruchungszustand erreicht ist. Dieser Zustand ist durch einen von allen Plattenparametern unabhängigen Festwert der

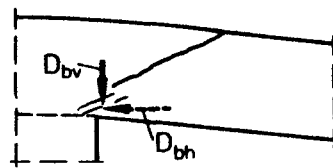
Betonbruchstauchung in Richtung der schräg in die Stütze einmündenden Betondruckkräfte gekennzeichnet.

- Der Bruchvorgang läuft wie in Bild 6.3 veranschaulicht ab:



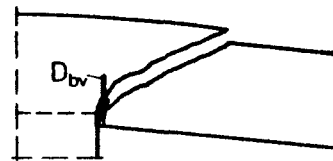
(a) Tragfähigkeiterschöpfung

- Schräge Druckstrebe versagt
- D_{bv} und D_{bh} wirksam



(b) Kraftumlagerung

- D_{bh} verlagert sich seitlich neben die Stütze



(c) Abschervvorgang

- Nur D_{bv} wirksam

Bild 6.3: Bruchvorgang

- (a) Die Tragfähigkeit der Platte ist erschöpft, wenn die schräge Betondruckstrebe (D_b) versagt. Es kommt jedoch zu keiner vollständigen Druckzerstörung des Betons, denn sobald die Druckstrebe senkrecht zu ihrer Krafrichtung auseinanderzubrechen droht, entzieht sie sich durch starke Stauchungen der Kraftaufnahme.
- (b) Die Biegedruckkräfte, bislang als Horizontalkomponente D_{bh} der Druckstrebenkraft wirksam, verlagern sich daraufhin seitlich neben die Stütze in die dort noch intakten Plattenbereiche.
- (c) Die Querkräfte hingegen - wirksam als Vertikalkomponente D_{bv} der Druckstrebenkraft - müssen aus Gleichgewichtsgründen unverändert bleiben; sie bewirken den für das Durchstanzen charakteristischen Abschervvorgang.

- Es ist somit festzuhalten: Primär versagt die schräge Betondruckstrebe, und erst nachdem so die Tragfähigkeit erschöpft ist, folgt sekundär das für das Durchstanzen typische Herausschieben des Durchstanzkegels aus der Platte. Das Durchstanzen ist deshalb im Prinzip als Biegedruckbruch mit geneigter Druckzonenkraft aufzufassen.

Die Tragfähigkeit der Konstruktion hängt deshalb vornehmlich vom Widerstandsvermögen der Platte gegen einen Biegedruckbruch ab. Eine zusätzliche Einflußgröße ist die Plattenschlankheit, die über das Momenten-Querkraft-Verhältnis die Neigung der Betondruckstrebe und damit die Tragfähigkeitsminderung gegenüber dem Fall reiner Biegebeanspruchung bestimmt.

6.5 Parametereinflüsse

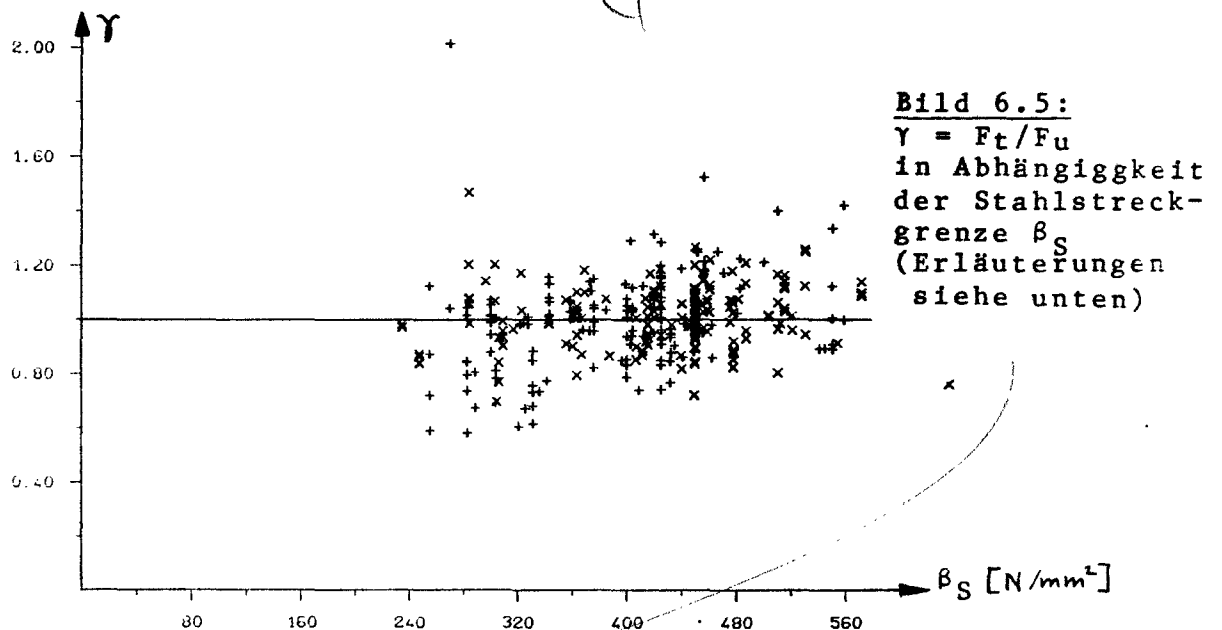
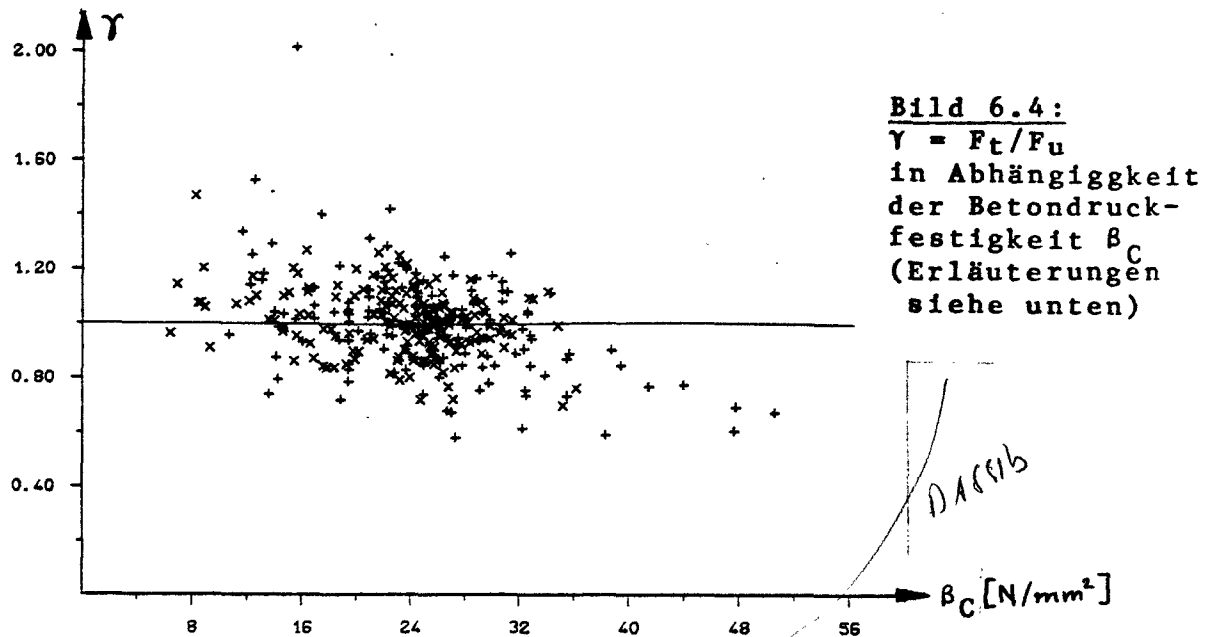
Im vorliegenden Abschnitt wird untersucht, in welcher Weise die maßgebenden Parameter (β_S , β_C , μ , h und λ) die Durchstanztragfähigkeit F_u beeinflussen.

Des weiteren wird überprüft, ob die getroffenen Annahmen hinsichtlich der Einflüsse eventueller Biegedruckbewehrungen oder Konzentrationen der Biegezugbewehrung und hinsichtlich der Wirkung unterschiedlicher Stützenquerschnittsformen oder eventueller rechteckiger Plattenformen angemessen waren.

6.5.1 Versuchsnachrechnungen nach Ansatz "G2"

Die Untersuchungen gründen sich im wesentlichen auf dem Berechnungsansatz "G2", da dieser die Einflußnahme der einzelnen Parameter auf die Bruchlast deutlich erkennen läßt:

$$F_u = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \cdot f_o \quad (\text{s.Gl. (6.3)})$$



Erläuterung zu den Bildern 6.4 bis 6.8:

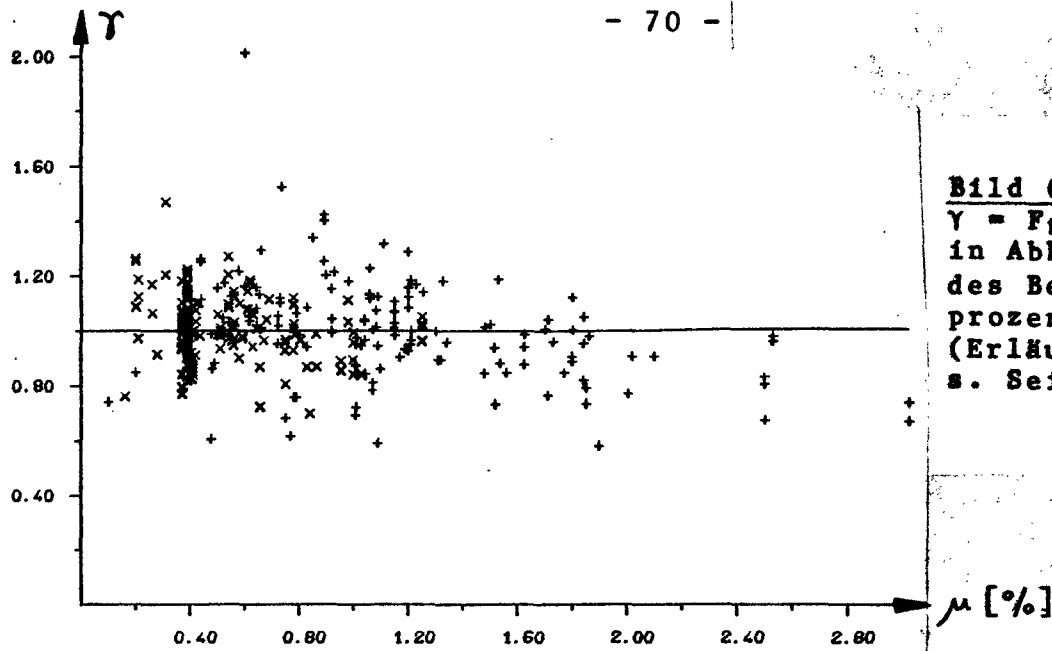
Die Bilder 6.4 bis 6.8 stellen die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen nach dem Berechnungsansatz "G2" in Abhängigkeit der Parameter β_C , β_S , μ , h und λ dar.

Es ist: $\gamma = F_t/F_u$
 F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_u = rechnerische Bruchlast nach dem Berechnungsansatz "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl.(6.3))

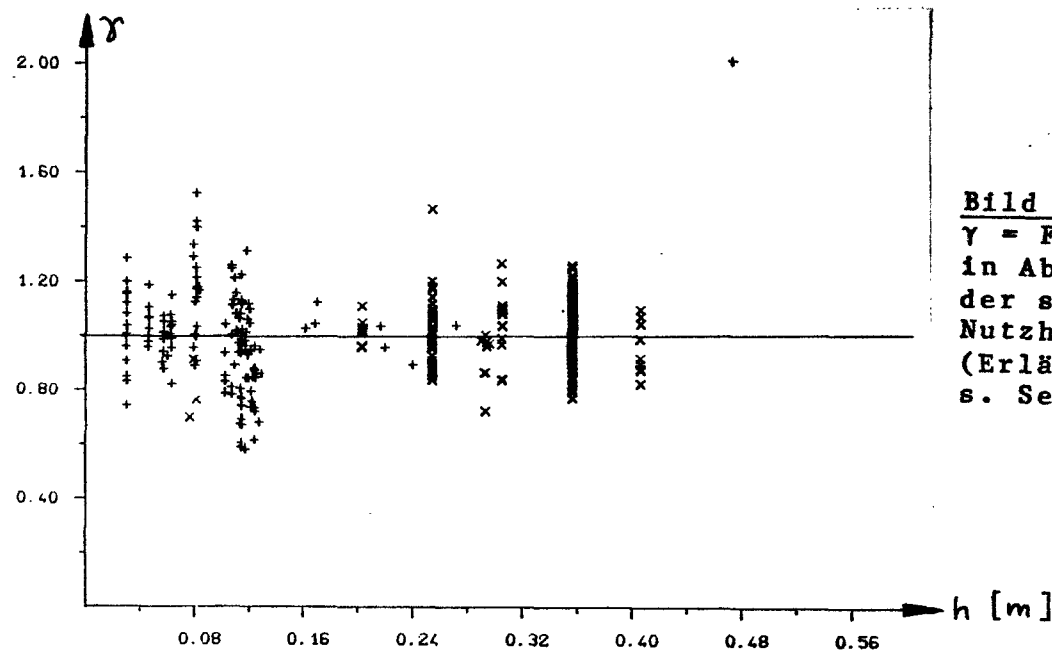
Ausgewertet wurden die Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

Die Versuche sind dargestellt als:

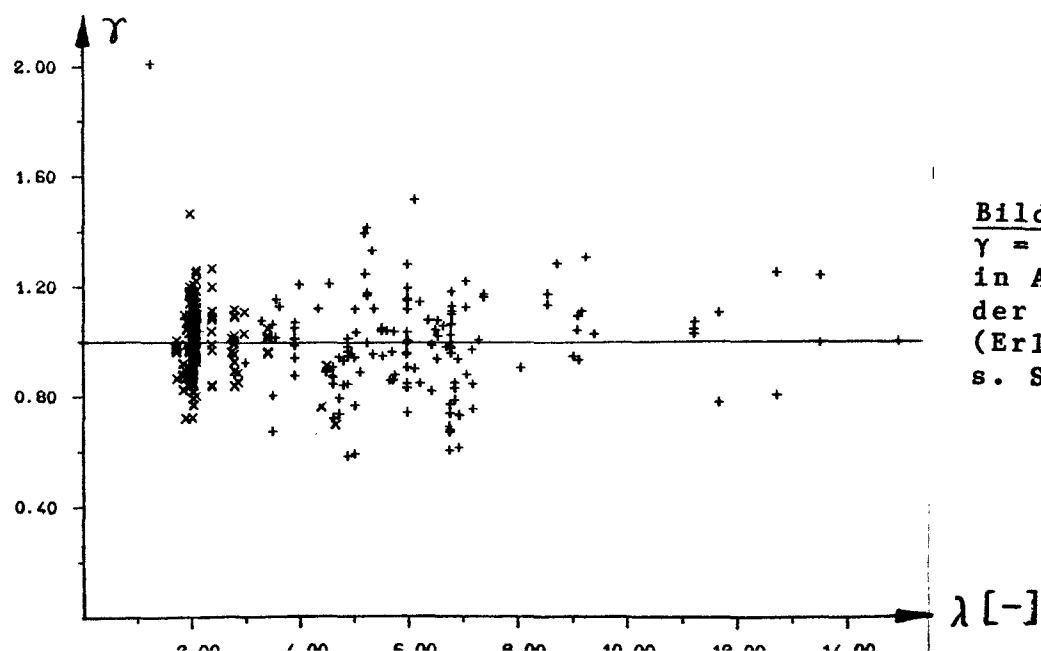
- + = Flachdecken o. Flachdeckenausschnitte (150 Versuche)
- x = Fundamente (176 Versuche)

**Bild 6.6:**

$\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
des Bewehrungs-
prozentsatzes μ
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

**Bild 6.7:**

$\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
der statischen
Nutzhöhe h
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

**Bild 6.8:**

$\gamma = F_t/F_u$
in Abhängigkeit
der Schlankheit λ
(Erläuterungen
s. Seite zuvor)

In den Bildern 6.4 bis 6.8 sind die γ -Werte der Versuchsnachrechnungen in Abhängigkeit der wesentlichen Parameter β_C , β_S , μ , h und λ dargestellt. Die Bilder erlauben die Feststellung, daß die einzelnen Parameter im Ansatz "G2" offensichtlich in recht zutreffender Weise berücksichtigt sind. Allein die Bilder zu den Parametern β_C , β_S und μ zeigen geringfügig fallende bzw. steigende Tendenzen. Diese Feststellung veranlaßte zu Vergleichsrechnungen mit einem Rechenansatz der allgemeinen Form

$$F_u = k_1 \cdot \mu^{k_2} \cdot \beta_S^{k_3} \cdot \beta_C^{k_4} \cdot h^2 \cdot f_0 \quad (6.5)$$

Die Gleichung (6.5) unterscheidet sich außer durch den Faktor k_1 nur hinsichtlich der Exponenten zu β_C , β_S und μ von der Gleichung (6.3) des Ansatzes "G2". Als optimal erwies sich die Korrektur der Gleichung (6.3) mit $k_2 \approx 0,45$, $k_3 \approx 0,10$ und $k_4 \approx 0,41$ anstelle von $k_2 = k_4 = 0,5$ und $k_3 = 0,0$. Der Faktor k_1 ergab sich zu $k_1 = 3,38$:

$$F_u = 3,38 \cdot \mu^{0,45} \cdot \beta_S^{0,10} \cdot \beta_C^{0,41} \cdot h^2 \cdot f_0 \quad (6.6)$$

Ogleich mit Gleichung (6.6) die in Tabelle 5.2 angegebenen Variationskoeffizienten geringfügig (um ca.6%) sanken, wird diese Gleichung nicht als Berechnungsvorschlag aufgegriffen. Sie ist für die baupraktische Handhabung nicht so geeignet wie Gleichung (6.3), und es fehlt ihr die wünschenswerte theoretische Begründung. Die Bedeutung der Gleichung (6.3) liegt allein darin, daß sie die theoretisch optimalen Exponenten zu den Parametern μ , β_S und β_C herausstellt.

6.5.2 Streckgrenze (β_S)

Die Streck- bzw. Fließgrenze β_S der Biegebewehrung geht nicht in die Gleichung (6.3) zur Bestimmung der Bruchlast F_u ein. Bild 6.5 und Gleichung (6.6) bestätigen, daß offensichtlich nur ein äußerst geringer, vernachlässigbarer Zusammenhang zwischen β_S und der Durchstanztragfähigkeit besteht. So hat beispielsweise eine Erhöhung der Streckgrenze um 100% nach Gleichung (6.6) rechnerisch nur eine Tragfähigkeitssteigerung von ca. 7% zur Folge.

Die physikalische Begründung für die Feststellung, daß die Bruchlasten fast überhaupt nicht von der Streckgrenze β_S abhängig sind, liegt vermutlich darin, daß - wenn überhaupt - nur sehr eng begrenzte Plattenbereiche bis zum Erreichen des Bruchzustandes ins Fließen geraten. Die für den Bruch entscheidenden Verformungen im maßgebenden Schnitt sind jedoch vom Gesamtformänderungsverhalten der Platte abhängig, im wesentlichen also von den Formänderungen aus Plattenbereichen mit Stahlspannungen unterhalb der Fließgrenze, für die die Fließgrenze β_S natürlich ohne Bedeutung ist.

6.5.3 Betondruckfestigkeit (β_C)

Der Einfluß der Betongüte auf die Durchstanztragfähigkeit ist offensichtlich wesentlich besser durch Exponenten zu β_C um 0,4 bis 0,5 zu erfassen als durch den Exponenten 0,667, der der Betonzugfestigkeit entspricht ($\beta_{bZ} \sim \sqrt[3]{\beta_C^2}$) und der beispielsweise dem Nachweisverfahren der DIN 1045 zugrunde liegt (vergl. Zeile 15 in Tab. 5.1)

Diese Feststellung stützt die Bruchhypothese, nach der das Durchstanzen im Prinzip ein Biegedruckbruch mit geneigter Betondruckstrebe ist. Die Exponenten 0,4 bis 0,5 beschreiben nämlich die Biegetragfähigkeitssteigerung solcher Querschnitte sehr zutreffend, für die die Festigkeit der Betondruckzone maßgebend ist. Entsprechende Abhängigkeiten

ergeben sich - wie in elektronischen Vergleichsrechnungen festgestellt - aus den Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045. Sie sind plausibel, wenn man sich die Spannungs- und Dehnungsverteilungen in einem biegebeanspruchten Querschnitt bei Variation der Betongüte ansieht (Bild 6.9). Die Betonrandstauchung bleibt, da Druckversagen vorausgesagt wird, auch bei Erhöhung der Betonfestigkeit ($\beta_{R1} + \beta_{R2}$) konstant $\epsilon_{bu} = -3,5\%$. Zur Aufnahme eines größeren Biegemomentes muß deshalb die Druckzone eingeschnürt werden, denn nur so sind die für das Gleichgewicht der inneren Kräfte erforderlichen erhöhten Dehnungen bzw. Spannungen ($\sigma_{s1} + \sigma_{s2}$) in der Zugzone möglich. Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit bewirkt damit keinen zu ihr linearen Anstieg der Biegetragfähigkeit, sondern nur einen Anstieg annähernd mit den genannten Exponenten von 0,4 bis 0,5.

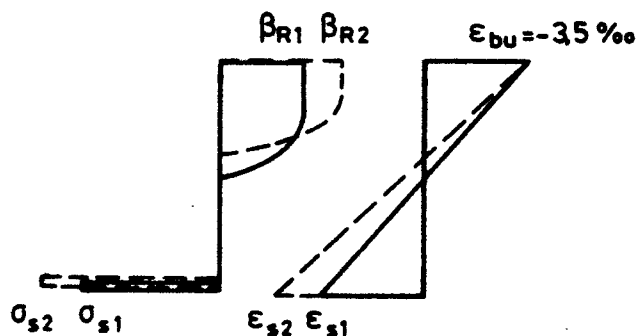


Bild 6.9: Spannungs- und Dehnungsverteilungen im rechnerischen Bruchzustand (Biegedruckbruch maßgebend, β_R variiert).

6.5.4 Bewehrungsprozentsatz (μ)

Auch die aus den Gleichungen (6.3) und (6.6) ersichtliche Proportionalität zwischen Traglast F_u und Potenzen des Bewehrungsprozentsatzes μ mit Exponenten um 0,45 bis 0,50 spricht für die Bruchhypothese. Überlegungen ähnlich denen, die oben für die Betondruckfestigkeit β_C angestellt wurden, bestätigen, daß auch die Tragfähigkeit eines Biegequerschnittes, für den Biegedruck maßgebend ist, proportional zu $\sqrt[2]{\mu}$ bis $\sqrt[3]{\mu}$ (je nach Betongüte, Biegedruckbewehrung und Größenordnung des Bewehrungsprozentsatzes) ist.

6.5.5 Statische Nutzhöhe (h)

Die Biegetragfähigkeit von Stahlbetontragwerken ist bekanntermaßen proportional zum Quadrat der statischen Nutzhöhe h . Da die verwendete Bruchhypothese das Durchstanzen primär als einen Biegebruch auffaßt, mußte sich zwangsläufig auch in Gleichung (6.3) eine Proportionalität zwischen der Bruchlast F_u und dem Quadrat der Höhe h ergeben. Des Weiteren fließt die statische Nutzhöhe indirekt über die Teilfunktion f_0 entsprechend der durch sie beeinflussten Plattenschlankheit λ in die Gl.(6.3) ein. Die Versuchsnachrechnungen (Bild 6.7) zeigen keine Abhängigkeiten der γ -Werte von der statischen Nutzhöhe. Dies bestätigt, daß die statische Nutzhöhe auf die beschriebene Weise zutreffend berücksichtigt wird.

Weiterhin beweist Bild 6.7 auch, daß Maßstabsverkleinerungen bei den nachgerechneten Versuchen keinen nennenswerten Einfluß auf die Versuchsergebnisse hatten. Da nämlich die Funktion f_0 der Gleichung (6.3) allein von Verhältniswerten der Bauteilabmessungen, nicht aber von deren Absolutbeträgen abhängig ist, fließen Maßstabsänderungen allein über h^2 in F_u ein. Die Bruchlast ist somit proportional zum Quadrat der Längenabmessungen eines Bauteiles und alle Spannungen (Dimension: Kraft/Länge²) sind folglich konstant, d.h. maßstabsunabhängig.

6.5.6 Plattenschlankheit (λ)

Bild 6.8 zeigt für alle Schlankheiten λ gleichermaßen γ -Werte um 1,00. Dies bestätigt, daß mit der Definition der Plattenschlankheit λ nach Gl.(6.2) eine geeignete Form zur einfachen Beschreibung der Abmessungsverhältnisse der interessierenden Platten gefunden wurde und daß diese Abmessungsverhältnisse nicht nur im Ansatz "G1" (über $f(\lambda) = 1 - 1/\sqrt{\lambda}$), sondern auch im Ansatz "G2" (über f_0 nach Gl.(6.4)) in angemessener Weise berücksichtigt sind.

6.5.7 Druckbewehrung (μ')

Die eventuelle Anordnung einer Biegedruckbewehrung findet im Ansatz "G1" nur eine äußerst geringe Berücksichtigung, nämlich nur in dem Maße, wie sie die Biegetragfähigkeit der Platte erhöht. Im Ansatz "G2" wird sie gar nicht berücksichtigt.

Die Annahme, daß Biegedruckbewehrungen keinen merklichen Einfluß auf die Durchstanztragfähigkeit ausüben, wird auch in den wenigen Literaturstellen, die sich zu dieser Frage äußern, vertreten (u. a. /28/ und /52/).

70 der in der Grunddatentabelle A1.1 aufgeführten 431 Versuche zum Grundfall des Durchstanzens wurden an biegedruckbewehrten Platten ausgeführt. Sie entstammen 19 verschiedenen Berichten. Bei der Beurteilung der Versuchsnachrechnungen erscheint es berechtigt, die Versuche aus /52/ gesondert zu beurteilen, da diesem Bericht allein 19 der 70 auswertbaren Versuche entstammen und diese Versuche bei Nachrechnungen nach den Ansätzen "G1" und "G2" auffallend niedrige mittlere γ -Werte um 0,81 aufweisen, während die Mittelwerte der restlichen Versuche mit Werten um 0,99 recht nahe beim Zielwert 1,00 liegen. Da auch 6 vergleichbare ohne Druckbewehrung durchgeführte Versuche aus /52/ ähnlich niedrige γ -Werte zeigen wie die genannten 19 Versuche mit Druckbewehrung, wäre es falsch, aus den o.g. mittleren γ -Werten von 0,81 auf Tragfähigkeitsminderungen infolge der Anordnung von Druckbewehrungen zu schließen.

Richtiger hingegen ist es, in den annähernd gleich großen mittleren γ -Werten der vergleichbaren Gruppen von Versuchen mit und ohne Druckbewehrung eine Bestätigung der o. g. Annahme zu sehen: Druckbewehrungen scheinen weder über ihre im Vergleich zum Beton höhere Druckfestigkeit noch über Dübelwirkungen oder über andere Einflüsse die Durchstanztragfähigkeit merklich zu erhöhen, noch vermindern sie diese durch Störungen des monolithischen Gefüges im Plattenbereich vor der einspringenden Kante des Stützenanschlusses.

6.5.8 Bewehrungskonzentrationen (μ_K , μ_G)

In Stützenbereichen von Platten mit einer Konzentration der Biegezugbewehrung auf den engsten Stützenbereich ist zu unterscheiden in

μ_K = mittlerer Bewehrungsprozentsatz, gemessen über die Breite $b_K = c + 2 \cdot h$ (b_K ist der Durchmesser einer gedachten Kegelgrundfläche) und

μ_G = mittlerer Bewehrungsprozentsatz, gemessen über die Gurtstreifenbreite einer Flachdecke ($b_G = 0,4 \cdot l_D$) bzw. über die Gesamtbreite eines Flachdeckenausschnittes ($b_G = l_A$) oder einer Fundamentplatte ($b_G = l_F$).

Im Vorgriff auf die nachfolgenden Ausführungen und in Anlehnung an DIN 1045 bzw. Heft 240 /2/ wurde in der Grunddatentabelle A1.1 für alle Versuchsnachrechnungen der maßgebende Bewehrungsgrad wie folgt angegeben (vergl. auch Erläuterungen zu Spalte 15 der Tabelle):

Flachdecken und Flachdeckenausschnitte:	$\mu = \mu_G$
Fundamente:	$\mu = \mu_K$

Die Ergebnisse der Nachrechnungen von Versuchen mit Bewehrungskonzentrationen sind der Tabelle 6.1 zu entnehmen. Sie zeigen bei Variation von μ ($\mu = \mu_G$ oder $\mu = \mu_K$) beste Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuch ($\gamma_m \rightarrow 1$), wenn man die oben genannten und bereits für Tabelle A1.1 verwendeten Annahmen trifft.

Auch in der Literatur wird für Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte verschiedentlich (u.a. in /52/, /87/ und /147/) festgestellt, daß hier μ_G der geeignete Vergleichswert zum Bewehrungsgrad μ von Platten mit gleichmäßig verteilter Bewehrung ist. Dieterle /45/, der sich als einziger mit Bewehrungskonzentrationen bei Fundamenten befaßt, geht für diese Fälle - wie die vorliegende Arbeit - von μ_K als der maßgebenden Größe aus.

ausgewertete	F_u		$\mu = \mu_K$			$\mu = \mu_G$		
Versuche	nach	n_o	n	γ_m	v	n	γ_m	v
Decken	"G1"	29	27	0,77	0,21	27	0,96	0,19
	"G2"	29	27	0,76	0,21	27	0,96	0,13
Fundamente	"G1"	6	6	1,03	0,09	6	1,15	0,07
	"G2"	6	6	1,13	0,13	6	1,22	0,10

Tabelle 6.1: Statistische Auswertung von γ -Werten der Versuche mit Bewehrungskonzentrationen

$$\gamma = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = rechnerische Bruchlast

n_o, n, γ_m, v s. Bezeichnungserläuterung im Vorspann

6.5.9 Stützenausbildung (c_k, c_q)

Die Berechnungsansätze "G1" und "G2" setzen kreisförmige Stützenquerschnitte voraus. Quadratische Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Querschnitte umzurechnen. Versuchsnachrechnungen, die gesondert für die Grundfallversuche mit kreisförmigen und mit quadratischen Stützen durchgeführt wurden, zeigten gleichermaßen γ_m -Werte um 1,00 und bestätigten damit die Zulässigkeit der beschriebenen Vorgehensweise.

Sollte eine Platte statt auf einer Stahlbetonstütze auf einem reinen Stahlkörper aufgelagert werden, so ist mit einer verminderten Tragfähigkeit zu rechnen. Dies wurde bereits im Abschnitt 3.4.2 unter Pkt. (1) ausgeführt.

6.5.10 Plattenform ($l_x \neq l_y$)

Üblicherweise setzen Berechnungsvorschläge zum Durchstanzen quadratische oder kreisförmige Plattenabmessungen voraus. Die Berechnungsansätze "G1" und "G2" berücksichtigen Abweichungen hiervon, indem sie bei rechteckigen Platten die Länge der größeren Rechteckseite ansetzen (vergleiche Abschn. A3.4 im Anhang A3 bzw. Abschn. 6.3.3).

Versuchsnachrechnungen der 23 zum Grundfall vorliegenden Versuche an rechteckigen Platten (ausnahmslos Fundamente) ergaben γ_m -Werte von $\gamma_m = 1,01$ (Berechnung nach "G1", Variationskoeffizient $v = 0,12$) bzw. von $\gamma_m = 0,95$ ("G2", $v = 0,10$). Diese nahe um 1,00 liegenden Werte bestätigen, daß mit der o.g. Vorgehensweise rechteckige Plattenformen ausreichend gut erfaßt sind.

7 Nachweisverfahren der DIN 1045 zum Grundfall des Durchstanzens

7.1 Derzeitiges Nachweisverfahren

7.1.1 Beschreibung

Die DIN 1045 verlangt für Stützenbereiche von Flachdecken und Einzelfundamenten folgende zwei Tragfähigkeitsnachweise:

(1) Schubtragfähigkeitsnachweis:

Der Abschnitt 22.5 der DIN 1045 ("Sicherheit gegen Durchstanzen") begrenzt die zulässige Stützenlast durch Angabe zulässiger Schubspannungen τ_a auf:

$$F_{aQ} = \tau_a \cdot \pi \cdot (c_k + h) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (7.1)$$

$$\text{mit } \tau_a = 0,052 \cdot (1 + \beta_S/500) \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_W^2} \quad (7.2)$$

$$\text{und } \alpha_F = \frac{1}{1 - \pi/4 \cdot (c + 2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (7.3)$$

Als Bewehrungsprozentsatz darf maximal $\mu = 1,5 \%$ oder $25 \cdot \beta_W / \beta_S$ angesetzt werden. Bei Flachdecken braucht nicht mit $\mu < 0,5 \%$ gerechnet zu werden. Für die Umrechnung von Betonfestigkeiten gilt $\beta_W = \beta_C / 0,85$.

(2) Biegetragfähigkeitsnachweis:

An keiner Stelle der Decken- bzw. Fundamentplatte dürfen die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Plattenbiegemomente unter rechnerischer Bruchlast größer sein als die Biegemomente, unter denen die Tragfähigkeit des aus dem Plattensystem herausgelöst gedachten örtlichen Plattenquerschnittes erschöpft ist. Der Nachweis dient in erster Linie der Sicherstellung der Gebrauchsfähigkeit (Rissebeschränkung etc.) und der Sicherheit gegen einen Biegebruch entlang einer Hauptachse

(vergl. Abschn. 1.1). Gleichzeitig gewährleistet er jedoch - ohne daß dies aus der Form des Nachweises ersichtlich ist - für manche Plattenkonstruktionen die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen.

7.1.2 Versuchsnachrechnungen

Zur Überprüfung der DIN 1045 und der im folgenden diskutierten Änderungsvorschläge (~~"G1" bis "G5"~~) wurden Versuchsnachrechnungen analog denen des Abschnittes 5.3 durchgeführt. Die Ergebnisse sind aus Tabelle 7.1 und aus den Bildern 7.1 und 7.2 zu ersehen.

mit Abschnitt 7.4.2 vorgestellten

Zu Tabelle 7.1:

Die Auswertungungsverfahren teilen die zulässige Last F_{aQ} in Schubtragfähigkeit F_{aQ} und Biegetragfähigkeit F_{aM} auf. Die Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgt nach dem Minimumprinzip.

Die Zeilen 1 bis 7 geben die Sicherheiten nach DIN 1045 und nach einer ~~in 1681 vorgeschlagenen~~ Alternative "G3" an. Diese Alternative läßt das Nachweisverfahren der DIN 1045 im Prinzip unverändert; sie ersetzt lediglich die zulässige Schubspannung der G1.(7.2) durch ~~den einen neuen Ansatz nach G1(7.5)~~

$$\sigma_{s, \text{zul}} = 0,25 \cdot \sqrt{f_{ct}} \quad (7.4)$$

Die Auswertung Zeile 1 bis 7 wurde nach verschiedenen Wertungsverfahren durchgeführt. Die Zeilen 1 und 2 ermitteln die zulässige Last F_a allein nach dem Schubtragfähigkeitsnachweis (F_{aQ}), die Zeile 3 allein nach dem Biegetragfähigkeitsnachweis (F_{aM}). Die Zeilen 4 bis 5 werten je Versuch das Minimum aus F_{aQ} und F_{aM} , und die Zeilen 6 bis 7 berücksichtigen nur solche Versuche, für die der Schubtragfähigkeitsnachweis maßgebend ist.

Die Zeilen ⁸14 und ⁹15 geben die mit einem Sicherheitsbeiwert von 2,5 multiplizierten Ergebnisse zu den Bruchlastansätzen "G1" und "G2" an, wobei der Natur dieser Vorschläge nach eine Unterscheidung in Schubtragfähigkeits- und Biegetragfähigkeitsnachweis entfällt.

Zu den Bildern 7.1 und 7.2:

Die Bilder 7.1 und 7.2 veranschaulichen die Nachrechnungsergebnisse, indem sie die festgestellten Sicherheiten nach Zeile 1 und 15 (Wertung aller Versuche) bzw. Zeile 10 und 13 (Wertung nur der Versuche, für die F_{aQ} maßgebend ist) in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit darstellen.

Zeil	Berech. Gl.	Decken (n _o = 150)					Fundamente (n _o = 176)					Decken u. Fundamente (n _o = 326)				
		n	γ _m	v	γ ₅	γ ₉₅	n	γ _m	v	γ ₅	γ ₉₅	n	γ _m	v	γ ₅	γ ₉₅
F _a = F _{aQ} :																
1	IDIN (7.2)	136	2,96	0,195	1,56	4,12	158	3,57	0,115	2,80	4,73	294	3,30	0,157	1,94	4,44
2	"G5" (7.7)	136	2,11	0,195	1,11	2,94	158	2,55	0,115	2,00	3,38	294	2,36	0,157	1,39	3,17
3	"G4" (7.6)	136	2,05	0,179	1,09	2,64	158	2,57	0,097	2,03	3,03	294	2,35	0,150	1,33	3,00
12	"G3" (7.5)	136	2,23	0,187	1,07	2,92	158	2,48	0,104	1,94	3,01	294	2,38	0,134	1,41	2,98
F _a = F _{aM} :																
13	IDIN (Bieg.)	136	2,63	0,235	1,57	4,03	158	2,39	0,198	1,44	3,44	294	2,50	0,216	1,51	3,76
F _a = MIN. :																
14	IDIN (7.2)	136	3,25	0,149	2,36	4,37	158	3,57	0,113	2,82	4,73	294	3,43	0,133	2,51	4,06
7	"G5" (7.7)	136	2,78	0,186	1,81	4,03	158	2,70	0,137	2,09	3,56	294	2,73	0,156	2,00	3,82
8	"G4" (7.6)	136	2,73	0,193	1,87	4,03	158	2,72	0,108	2,20	3,44	294	2,72	0,144	1,96	3,76
15	"G3" (7.5)	136	2,82	0,163	2,12	4,03	158	2,71	0,110	2,16	3,44	294	2,75	0,132	2,14	3,77
F _a = F _{aQ} falls F _{aQ} maßg. :																
16	IDIN (7.2)	92	3,19	0,143	2,36	4,17	155	3,58	0,111	2,83	4,73	247	3,44	0,127	2,56	4,46
11	"G5" (7.7)	46	2,39	0,161	1,65	3,11	93	2,61	0,140	2,02	3,56	132	2,54	0,140	1,84	3,47
12	"G4" (7.6)	37	2,23	0,125	1,84	2,82	105	2,63	0,085	2,13	3,03	142	2,53	0,113	1,91	3,02
17	"G3" (7.5)	52	2,50	0,109	2,04	3,00	84	2,62	0,094	2,11	3,08	136	2,57	0,101	2,07	3,06
F _a = F _u / 2,5 :																
18	"G1" (6.1)	136	2,48	0,122	1,91	3,07	158	2,55	0,101	2,05	3,03	294	2,52	0,111	1,96	3,07
19	"G2" (6.3)	136	2,47	0,136	1,73	3,21	158	2,52	0,086	2,09	2,96	294	2,50	0,107	1,85	3,05

Tabelle 7.1:

Statistische Auswertung der Sicherheiten γ der Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

$$\gamma = F_t / F_a$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_a = zulässige Last

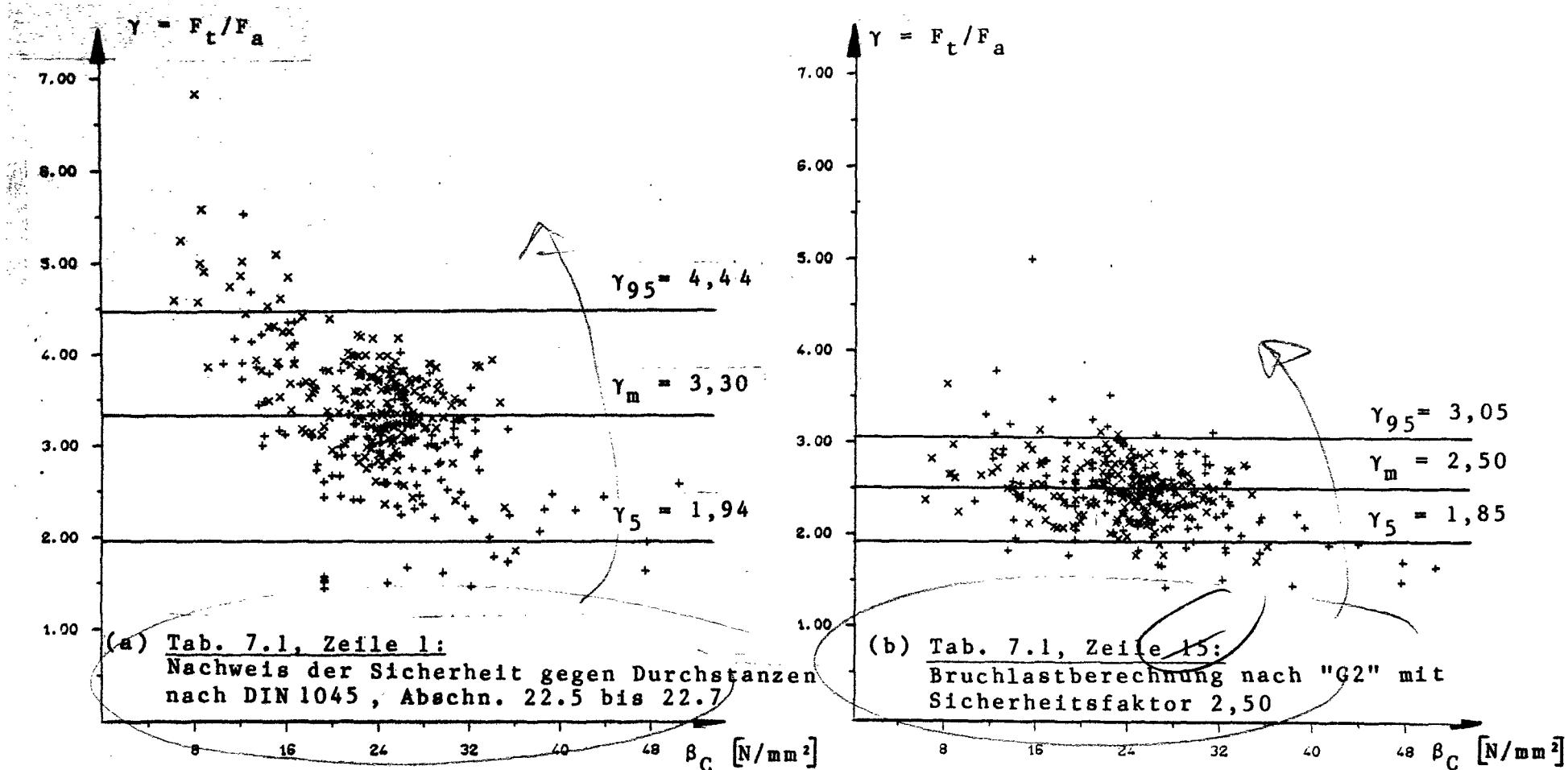
F_{aQ} = F_a aus Schubbemessung

F_{aM} = F_a aus Biegebemessung

F_u = rechnerische Bruchlast

$n_o, n, \gamma_m, v, \gamma_5, \gamma_{95}$ siehe

Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

**Bild 7.1:**

Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_t / F_a$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit β_C

Es ist F = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_t = zulässige Last

Ausgewertet wurden die Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützbereich aufwiesen.

Die Versuche sind dargestellt als:

+ = Flachdecken o.

Flachdeckenausschnitte
 (ausgewertet 150 Versuche)

x = Fundamente
 (ausgewertet 176 Versuche)

Bild 7.1: Sicherheitsbeiwerte γ nach DIN 1045 und nach vereinfachter Vorgehensweise nach Tab. 7.1.1.

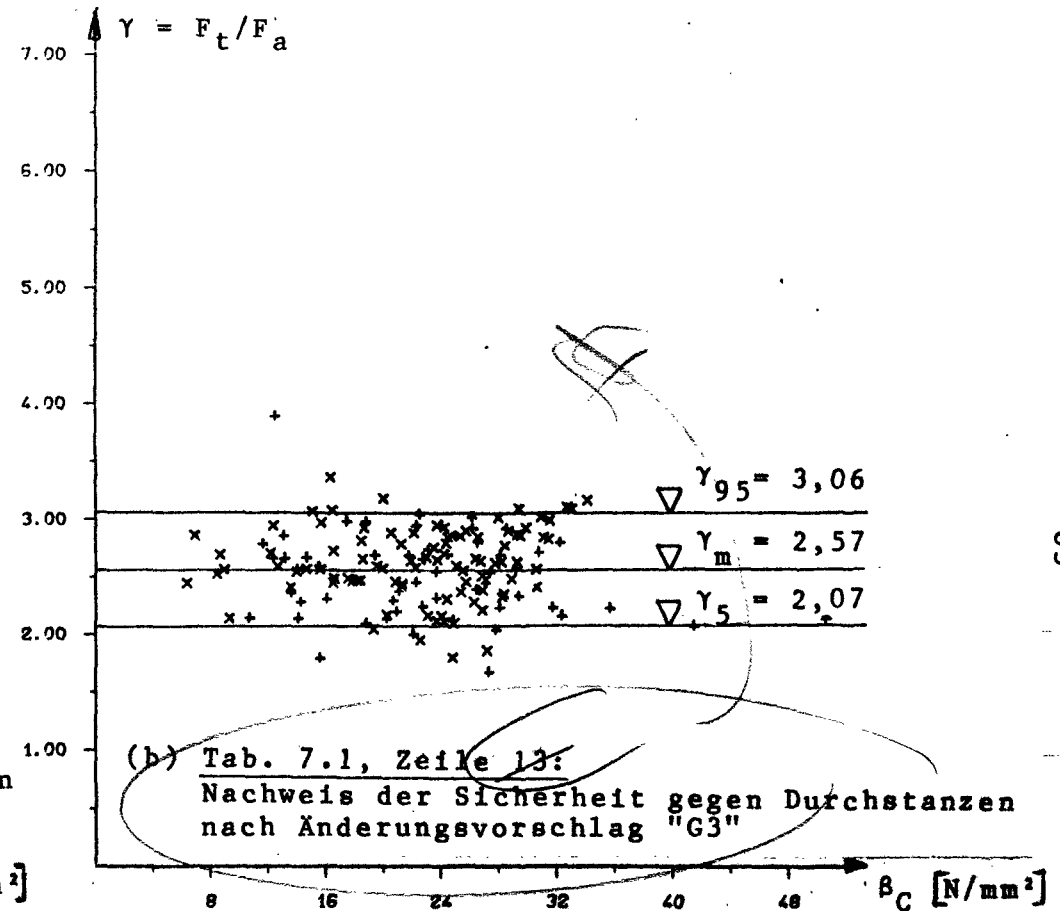
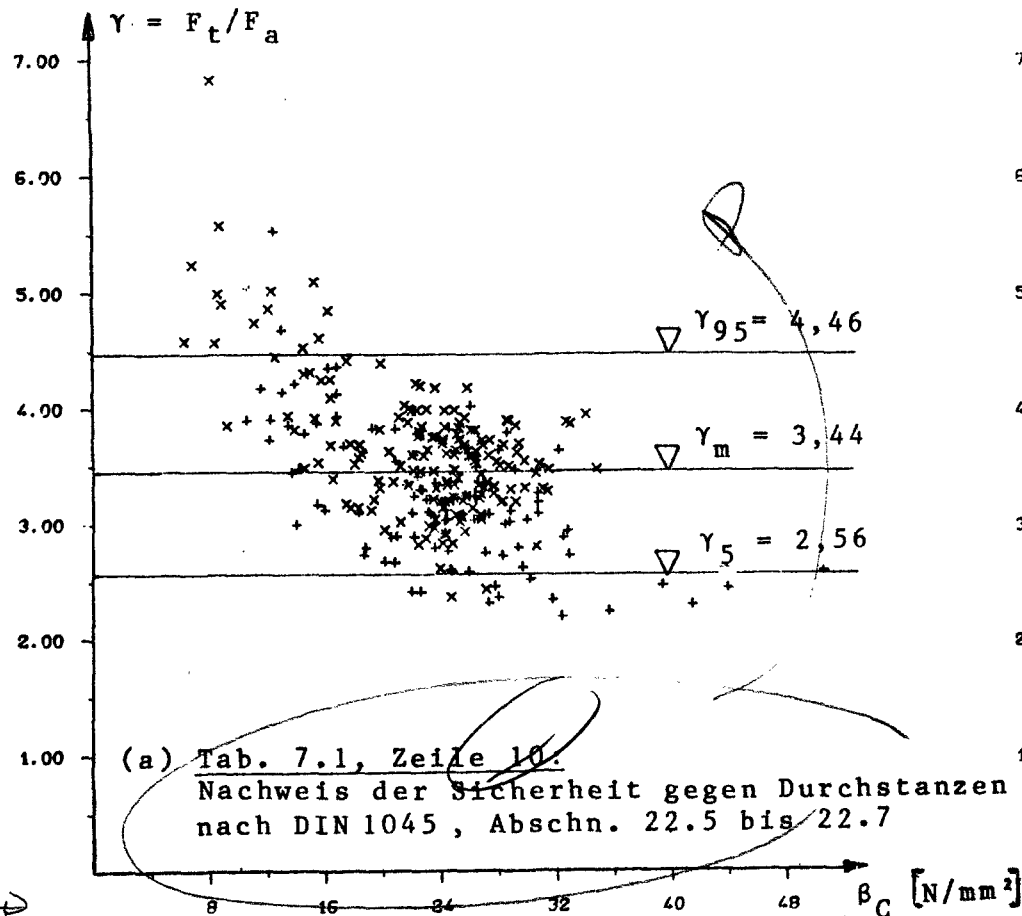


Bild 7.2: Erläuterung zu Bild 7.1 und 7.2

Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_t/F_a$ in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit β_C

Es ist F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
 F_a = zulässige Last

Ausgewertet wurden die Versuche zum Grundfall des Durchstanzens aus Tab. A1.1 ("G" in Spalte 6 der Tab.), die weder Biegedruckbewehrung noch Bewehrungskonzentrationen im Stützenbereich aufwiesen.

Dargestellt sind hiervon nur die Versuche, für die die Schubmessung und nicht Biegebemessung maßgebend ist.

Die Versuche sind dargestellt als:

- + = Flachdecken o.
Flachdeckenausschnitte
(ausgewertet 150 Versuche)
- x = Fundamente
(ausgewertet 176 Versuche)

Bild 7.2: Bild 7.1 nach DIN 1045 um nach Versuchen mit je einer Last F_t (Abschn. 7.4.2)
Da die Last nun den Stützen nach unten befällt, sind

7.2 Kritik am Nachweisverfahren zur "Sicherheit gegen Durchstanzen" nach DIN 1045, Abschn. 22.5

Das Verfahren der DIN 1045 gibt in mehrfacher Hinsicht Anlaß zur Kritik.

(1) Biegetragfähigkeitsnachweis:

Obgleich der Schubsicherheitsnachweis des Abschnittes 22.5 der DIN 1045 die Überschrift "Sicherheit gegen Durchstanzen" trägt, ist die ausreichende Sicherheit nur gewährleistet, wenn neben dem Schubsicherheitsnachweis auch ein Biegetragfähigkeitsnachweis nach Abschnitt 17.2 der DIN durchgeführt wird.

Wünschenswert wäre im Abschnitt 22.5 ein Nachweisverfahren, das für sich allein genommen bereits die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen gewährleistet.

(2) Parametereinflüsse:

Bild 7.1a läßt sehr starke Streuungen der Sicherheiten bei Versuchsnachrechnungen erkennen. Ein Ansatz, der die einfließenden Parameter zutreffender erfaßt und damit die Streubreite vermindert ist wünschenswert.

Ein Hauptmangel des DIN-Ansatzes liegt offensichtlich in der Überschätzung der tragfähigkeitssteigernden Wirkung hoher Betonfestigkeiten. Mit zunehmender Festigkeit β_c nehmen die Sicherheiten γ im Bild 7.1a deutlich ab. Die Funktion $\sqrt[3]{\beta_c^2}$ des DIN-Ansatzes entspricht der Betonzugfestigkeit und spiegelt die Vorstellung der DIN 1045 wieder, nach der das Durchstanzen primär ein Schub- bzw. Hauptzugversagen ist.

Tabelle 7.1 beweist, daß die Ansätze "G2" bis "G4" wesentlich geeigneter sind als der DIN-Ansatz. Die in diesen Ansätzen verwendete Funktion $\sqrt{\beta_c}$ entspricht der Vorstellung, daß das Durchstanzen einem Biegedruckversagen vergleichbar ist.

(3) Sicherheitskonzept:

Das Nachweisverfahren der DIN 1045 läßt jeden Hinweis auf das dem Verfahren zugrunde liegende Sicherheitskonzept vermissen. Die einwirkende Querkraftbeanspruchung wird für den Gebrauchslastfall ermittelt und einer zulässigen Beanspruchung gegenübergestellt.

Es fehlen Angaben darüber, welche Sicherheit gegen den Durchstanzbruch angestrebt wird und in welchem Maße mit einer Tragfähigkeitsabnahme durch die Langzeitwirkung (Nachlassen der Betonfestigkeit bei Dauerstandsbeanspruchung) zu rechnen ist. Es bleibt deshalb unklar, welche Sicherheiten für Sonderbauweisen beim Tragfähigkeitsnachweis auf versuchstechnischem Wege zu verlangen sind.

Auch das Studium der Fachliteratur hilft hier nicht weiter. Nur in einigen nicht veröffentlichten Forschungsberichten findet man Äußerungen zum einzuhaltenden Sicherheitsabstand. Die Vorstellungen reichen von $\gamma = 2,1$ bis $\gamma = 3,0$. Das derzeitige Sicherheitsniveau liegt bei mittleren Sicherheiten um $\gamma_m = 3,4$ und 5%-Fraktilgrenzen um $\gamma_5 = 2,5$ (s. Tab. 7.1, Zeile 6 und 10). Geringere Sicherheiten sind ausreichend und unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten wünschenswert.

(4) Mechanisches Modell:

Die DIN 1045 gibt in Abschn. 22.5 nicht - wie es wünschenswert wäre und beispielsweise zur Biegebemessung auch getan wird - Grundlagen für ein Nachweisverfahren an, sondern sie gibt gleich ein fertiges, nicht mehr modifizierbares Berechnungsverfahren vor. Das Verfahren ist das Resultat statistischer Auswertungen von Versuchsergebnissen und ist mechanisch nicht interpretierbar.

Befriedigender wäre die Beschreibung eines Tragmodelles und die Angabe von Baustoffkennlinien, womit unter Verwendung geeigneter, zu entwickelnder Berechnungsverfahren Traglasten bestimmt werden können, gegen die dann ein bestimmter Sicherheitsabstand einzuhalten ist.

7.3 Empfohlenes Sicherheitskonzept

Die DIN 1045 legt im Abschnitt 17.2.2 für Lastschnittgrößen folgende Sicherheiten fest:

$\gamma = 1,75$ für Versagen mit Vorankündigung

$\gamma = 2,10$ für Versagen ohne Vorankündigung

Zulässige Lasten ergeben sich aus rechnerischen Bruchlasten, indem die Bruchlasten durch den Sicherheitsbeiwert γ dividiert werden ($F_a = F_u / \gamma$).

Zur Anwendung dieses Sicherheitskonzeptes auf das Durchstanzen muß zwischen der mittleren Sicherheit γ_m und der 5 %-Fraktilengrenze γ_5 unterschieden werden. Auf diese Weise können die Ungenauigkeiten von Verfahren zur Bruchlastberechnung berücksichtigt werden. Die mittlere Sicherheit γ_m ist der Rechenwert zur Ermittlung zulässiger Lasten ($F_a = F_u / \gamma_m$). Die 5 %-Fraktilengrenze γ_5 ist der Grenzwert, der maximal von 5 % der Versuchsergebnisse unterschritten werden darf. Diese Grenze wird entsprechend den oben angegebenen Sicherheitsvorstellungen der DIN 1045 festgelegt.

Das Durchstanzen tritt nie ein, ohne daß sich zuvor ein charakteristisches Rißbild ausgebildet hat. Der durch Biege- und Schubbeanspruchungen ausgelöste Durchstanzbruch darf deshalb als Versagen mit Vorankündigung aufgefaßt werden:

$$\gamma_5 = 1,75$$

Falls jedoch das derzeitige Nachweiskonzept der DIN 1045 mit einer Trennung in Biege- und Schubsicherheitsnachweis beibehalten wird, sollte für den Schubsicherheitsnachweis eine Mindestsicherheit von

$$\gamma_5 = 2,10$$

eingehalten werden, denn der Schubsicherheitsnachweis ist vorwiegend für Platten hoher Biegetragfähigkeit und damit vergleichsweise schwacher Vorankündigung durch Risse und Verformungen maßgebend.

Aus der Vorgabe der genannten unteren Grenzwerte ergibt sich aus Versuchsnachrechnungen für die nachfolgend vorgeschlagenen Nachweisverfahren die mittlere und damit die rechnerisch anzusetzende Sicherheit als

$$\gamma_m = 2,50$$

Da die Eignung der Nachweisverfahren durch die Nachrechnung von Kurzzeitversuchen nachgewiesen wird, darf bei der Anwendung der Verfahren nicht die volle rechnerische Betonfestigkeit in Ansatz gebracht werden. Die Festigkeitsminderung infolge von Langzeitbeanspruchungen ist zu berücksichtigen. In Anlehnung an das Biegebemessungsverfahren der DIN 1045 geschieht dies, indem die zur Bruchlastbeschreibung verwendete Betonfestigkeit β_C durch den geringeren Wert der Betonrechenfestigkeit β_R nach Tab. 12 der DIN 1045 ersetzt wird.

$$\beta_C \rightarrow \beta_R$$

7.4 Empfohlenes Nachweisverfahren

Nachfolgend werden in den Abschnitten 7.4.1 und 7.4.2 ~~verschiedene Möglichkeiten~~ zur Verbesserung des derzeitigen Nachweisverfahrens der DIN 1045 diskutiert. Im Abschnitt 7.4.3 werden hieraus Empfehlungen zur Überarbeitung der DIN abgeleitet.

Zwei unterschiedlich weit reichende Änderungsvorschläge

Vorschlag mit vollständig neuem Nachweisverfahren

7.4.1 ~~Mögliche Alternativen zum derzeitigen Nachweisverfahren~~ (Verwendung von "G1" und "G2") bzw.

Der nachfolgend dargelegte Vorschlag zur Verbesserung der derzeit in der DIN 1045 vorgeschriebenen Methode zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen ersetzt diese Methode vollständig durch ein von Grund auf neues und andersartig konzipiertes Nachweisverfahren.

Statt des bisherigen Schubsicherheitsnachweises für den Gebrauchslastfall, der in Verbindung mit dem Biegetragfähigkeitsnachweis die ausreichende Sicherheit gegen Durchstanzen gewährleistet, wird eine Methode zur Ermittlung der rechnerischen Durchstanzbruchlast sowie der verlangte Sicherheitsabstand zwischen Gebrauchslast und Bruchlast angegeben.

Zur Bestimmung der rechnerischen Bruchlast wird das im Abschnitt 6.3 gewählte Berechnungsverfahren vorgeschlagen:

Die Berechnung kann nach dem sich streng an die dargelegte Theorie haltenden Berechnungsansatz "G1" erfolgen. Für die praktische Anwendung wird jedoch der Ansatz "G2" empfohlen, welcher die Bruchlastbestimmung in einfacherer aber dennoch nicht unzutreffenderer Weise ermöglicht. In beiden Fällen ist die in den Gleichungen (6.1) und (6.3) verwendeten Zylinderdruckfestigkeit β_c des Betons durch die Rechenfestigkeit β_R nach DIN 1045, Tabelle 12 zu ersetzen, und es ist eine Sicherheit von $\gamma = 2,5$ gegenüber dem Gebrauchslastfall nachzuweisen.

Die Güte der vorgeschlagenen Alternativen ("G1" und "G2") folgt aus dem Vergleich der Ergebnisse der nach ihnen durchgeführten Versuchsnachrechnungen mit den entsprechenden Ergebnissen der Berechnungen nach der derzeitigen Nachweismethode der DIN 1045 (Tabelle 7.1, Bild 7.1). Beide Alternativen erfüllen die Forderungen des Sicherheitskonzeptes ($\gamma_5 > 1,75$) und gestatten in deutlichem Maße wirtschaftlicheres Bauen als die derzeitige DIN 1045.

Deutlicher noch als durch den Vergleich der Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen treten die Vorzüge des neuen Vorschlages hervor, wenn man feststellt, daß mit ihm alle in Abschn. 7.2 aufgeführten Unzulänglichkeiten des Nachweisverfahrens der derzeitigen DIN 1045 beseitigt sind:

Zu (1): Die angestrebte Loslösung vom Biegetragfähigkeitsnachweis ist erreicht. Das vorgeschlagene Nachweisverfahren befaßt sich allein mit dem Durchstanzen und gewährleistet auch bereits für sich allein genommen die erforderliche diesbezügliche Sicherheit.

Zu (2) Die Parametereinflüsse sind zutreffend berücksichtigt. Die Bilder 6.4 bis 6.8 und der Abschnitt 6.5 belegen dies, und die erreichte Verbesserung ist aus einem Vergleich der Bilder 7.1a und 7.1b abzulesen.

Zu (3): Ein befriedigendes Sicherheitskonzept ist in Abschn. 7.3 vorgegeben und im vorgeschlagenen Nachweisverfahren berücksichtigt.

Zu (4): Ein mechanisches Modell zum Bruchvorgang ist im Vorschlag "G1" impliziert. Hieraus lassen sich, falls erwünscht, neben dem Vorschlag "G2" auch noch andere praktisch verwendbare Rechenverfahren als weitere Alternativen ableiten. Der wesentlichste Vorteil des für den Grundfall des Durchstanzens entwickelten Modells jedoch besteht darin, daß sich aus seinen Grundgedanken zum Tragverhalten und zum Bruchmechanismus ableiten läßt, in welcher Weise sich in den Sonderfällen des Durchstanzens (exzentrische Stützenbeanspruchung, Aussparungen in Stützennähe etc.) die Durchstanztragfähigkeit gegenüber dem Grundfall verändern muß.

Vorschlag mit neuem Ansatz nur für τ_a

7.4.2 ~~Mögliche Änderungsvorschläge zum derzeitigen Nachweis-~~ ~~verfahren ("C3", "C4" und "C5")~~ (Verwendung von "F3")

Da die Übernahme des im vorangehenden Abschnitt dargelegten Neuvorschlages des Durchstanzsicherheitsnachweises in die DIN 1045 wegen des ihm zugrunde liegenden vollständig veränderten Nachweiskonzeptes nicht ganz problemlos ist und sinnvollerweise auch erst zusammen mit einer entsprechenden Anpassung des Balkenschubnachweises erfolgen sollte, werden nachfolgend drei weniger weitreichende Änderungsvorschläge erarbeitet und zur Auswahl angeboten. Diese Vorschläge halten sich weitestgehend an die äußere Form des Nachweises der derzeitigen DIN 1045:

- Der Biegetragfähigkeitsnachweis steht nicht zur Diskussion, seine Durchführung entsprechend den derzeit gültigen Vorschriften wird unverändert vorausgesetzt.
- Der Schubtragfähigkeitsnachweis wird auch weiterhin in Form der Gegenüberstellung einer im Gebrauchslastfall vorhandenen Schubspannung τ mit einer von μ, β_S, β_C und ggf. von h abhängigen zulässigen Schubspannung τ_a durchgeführt.
- Der maßgebende Schnitt zur Ermittlung der vorhandenen Schubspannung wird im Abstand der halben statischen Nutzhöhe um den kreisförmig angenommenen Stützenrand geführt. Quadratische Stützenquerschnitte werden dazu in flächengleiche kreisförmige Querschnitte umgerechnet.
- Die Grenzbewehrungsmengen, die rechnerisch mindestens bzw. maximal angesetzt werden dürfen (0,5 % minimal bei Flachdecken, 1,5 % maximal bei Flachdecken und Fundamenten) werden beibehalten. Unterhalb von 0,5 % soll bei Flachdecken weiterhin der Biegetragfähigkeitsnachweis die ausreichende Sicherheit garantieren, und die obere Grenze bei 1,5% soll den Bereich der rechnerisch ansetzbaren Bewehrungsmengen auf den versuchsmäßig ausreichend nachgewiesenen Bereich beschränken.

- Bei Fundamenten wird die der Kegelbasisfläche entsprechende Abzugsfläche für unmittelbar in die Stütze eingeleitete und damit für das Durchstanzen rechnerisch nicht wirksame Bodenpressungen beibehalten.

Unter den genannten Voraussetzungen bleibt die Gleichung 7.1 zur Berechnung der zulässigen Last F_{aQ} erhalten:

$$F_{aQ} = \tau_a \cdot \pi \cdot (c_k + h) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (\text{s. Gl. (7.1)})$$

Zu verbessern bleibt lediglich der Ansatz der Gleichung (7.2) zur Festlegung der zulässigen Schubspannung τ_a in Abhängigkeit von μ , β_S , β_C und eventuell h .

In den Abschnitten 6.5.2 und 6.5.5 wurde nachgewiesen, daß die Streckgrenze β_S des Stahls und die statische Nutzhöhe h nahezu ohne Einfluß auf die Durchstanztragfähigkeit sind. Vergleichsrechnungen mit entsprechenden Variationen der hier entwickelten Gleichungen zu τ_a bestätigten, daß auf eine Berücksichtigung dieser Parameter verzichtet werden kann. Zur Bestimmung von τ_a verbleibt somit der allgemeine Ansatz

$$\tau_a = k_1 \cdot \mu^{k_2} \cdot \beta_C^{k_3} \quad (7.4)$$

Die Gleichung (7.4) liefert bei Auswertung nur der Versuche, für die die Schubbemessung maßgebend ist, die besten Ergebnisse (Zielwerte: $\gamma_m = 2,50$, $v \rightarrow \text{Minimum}$) für $k_1 = 0,23$, $k_2 = 0,33$ und $k_3 = 0,50$:

Ansatz
Vorschlag "G3":

$$\tau_a = 0,23 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C}$$

(7.5)

Als Alternative ^{wird} auch eine sich enger an die Gleichung (6.3) des ^{Ansatz}Vorschlages "G2" anlehrende und rechenstechnisch einfachere Variante ^{geprüft} mit $k_2 = k_3 = 0,5$, d.h. mit $\sqrt{\mu \cdot \beta_C}$.

Vorschlag "G4":

$$\tau_a = 0,25 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C}$$

(7.6)

Die Eignung des Ansatzes "G3" ist aus den Nachrechnungen (Ergebnisse in Tab. 7.1, Zeile 7) abzulesen.

~~Die Alternative~~ ^{als der Vorschlag G3} Er erweist sich als deutlich weniger geeignet. Die mittleren Sicherheitsgrade für Flach- und für Fund. differieren um fast 20% und die Streuung umfaßt den Bereich von $\gamma_m = 1,5$ bis $\gamma_m = 2,5$. ^{als der Vorschlag G3}

witere Alternative wurde auch
 Als ~~letzter Vorschlag~~ wird geprüft, wie sich eine Erhöhung der nach DIN 1045 zulässigen Schubspannung (s. Gl (7.2)) auswirkt. Hierzu wird eine Erhöhung um den Faktor 1,40 geprüft, da sich ~~mit diesem Faktor~~ ^{hiermit} annähernd ~~gleichgroße~~ ^{die angestrebte} mittlere Sicherheiten ~~$\gamma_m \approx 2,50$~~ ^{von} wie für die Vorschläge "G3" und "G4" ~~einstellen~~ ^{ein stelte}. ✓

Vorschlag "G5": $\tau_a = \tau_a(\text{DIN 1045}) \cdot 1,40 \quad (7.7)$

Zur Anwendung der Vorschläge "G3", "G4" und "G5" in einer Bauvorschrift sollte entsprechend dem im Abschnitt 7.3 erläuterten Sicherheitskonzept die Zylinderdruckfestigkeit β_c durch die Betonrechenfestigkeit β_R nach DIN 1045, Tab. 12 ersetzt werden.

Die zur Beurteilung der drei Vorschläge maßgebenden Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen sind in der Tabelle 7.1 in den Zeilen 11 bis 13 angegeben.

Hiernach erweist sich der Vorschlag "G5" wegen erheblicher Streubreiten der γ -Werte (Variationskoeffizienten um 0,14 bis 0,16) als am ungeeignetsten. ~~Nur allein durch Einführung eines Korrekturfaktors zu den zulässigen Schubspannungen kann das derzeitige Verfahren der DIN 1045 nicht in eine den Sicherheitsanforderungen und zugleich den Wirtschaftlichkeitsvorstellungen entsprechende Form gebracht werden kann.~~ XXXX ✓

~~Als deutlich am geeignetsten erweist sich der Ansatz "G3". Der Mittelwert γ_m liegt bei Flachdecken gleichermaßen wie bei Fundamenten ca. beim angestrebten Wert von 2,50, und der Variationskoeffizient ist mit ca. 0,10 angemessen gering. Auch die 5 %-Fraktien-Grenze bei ca. 2,10 entspricht den gesetzten Sicherheitsanforderungen. Die durch den Änderungsvorschlag erreichbare Verbesserung der DIN 1045 veranschaulicht Bild 7.2, in dem die Nachrechnungsergebnisse der Versuche dargestellt sind, für die der Schubsicherheitsnachweis maßgebend ist.~~

XXXX Die Anzahl der Versuche, für die der Schubnachweis maßgebend ist, verringerte sich ~~von dem durch die Maßnahme auf annähernd gleiche Werte wie bei "G3" (s. Tab. 7.1 in Spalte 7 der Tab.)~~, die Variationskoeffizienten liegen jedoch auf 0,161 (Flachd.) bzw. 0,15 (Fund.) nach 7.2 ✓

7.4.3 Empfehlungen zur Überarbeitung der DIN 1045

Auf längere Sicht:

Für die baupraktische Anwendung wird auf längere Sicht der vollständige Ersatz des derzeitigen Nachweisverfahrens der DIN 1045 durch das im Abschnitt 7.4.1 beschriebene Nachweiskonzept empfohlen. Die rechnerische Bruchlast wird nach dem Ansatz "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl. (6.3)) ermittelt, wobei für die in der Gl. (6.3) verwendete Zylinderdruckfestigkeit β_C nur die Rechenfestigkeit β_R des Betons nach DIN 1045, Tab. 12 angesetzt werden darf. Der gegenüber den vorhandenen Lasten nachzuweisende Sicherheitsabstand beträgt 2,5.

$$\begin{aligned} F_a &= F_u / 2,5 \\ F_u &= 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_R} \cdot h^2 \cdot f_o \end{aligned} \quad (7.8)$$

mit f_o nach Gl.(6.4) oder Bild 6.2 .

Kurzfristig:

Kurzfristig kann die derzeitige Vorschrift der DIN 1045 auch schon durch eine nur sehr geringfügige Änderung stark verbessert werden. Hierzu ist die Grenze der zulässigen Schubspannungen vom derzeitigen Wert (s. Gl. 7.2) auf den als Vorschlag "G3" in Gl. (7.5) mitgeteilten Wert zu ändern. Dieser stellt sich unter Verwendung der empfohlenen Rechenfestigkeit β_R anstelle der Zylinderdruckfestigkeit β_C dar als:

$$\tau_a = 0,23 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{\beta_R} \quad (7.9)$$

R-File
event-
nach
c/r ent-
fernen
bei 2/3

8 Vergleich des Balkenschubbruchs mit dem Grundfall des Durchstanzens

8.1 Allgemeines

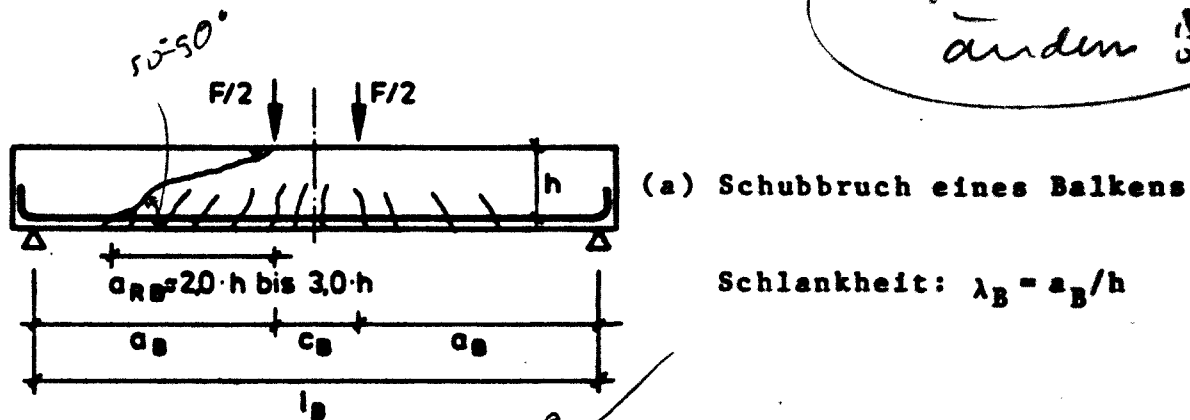
Das Durchstanzen ist eine Versagensform zweiachsig, annähernd rotationssymmetrisch lastabtragender Plattenbereiche. Die vergleichbare Bruchform einachsig lastabtragender Bauteile ist der Balkenschubbruch. Nachfolgend werden Vergleiche zwischen Platten des Durchstanzgrundfalles und ihnen entsprechenden (u.a. also nicht schubbewehrten!) Balken angestellt.

Des einfacheren Sprachgebrauchs wegen werden im folgenden die durchstanzgefährdeten Konstruktionen (Flachdecken und Fundamentplatten) kurzgefaßt als "Platten" bezeichnet und die mit ihnen zu vergleichenden einachsig lastabtragenden Systeme (Balken und einachsig gespannte Platte) als "Balken". Die zugehörigen Kenngrößen erhalten die Indizes "P" und "B".

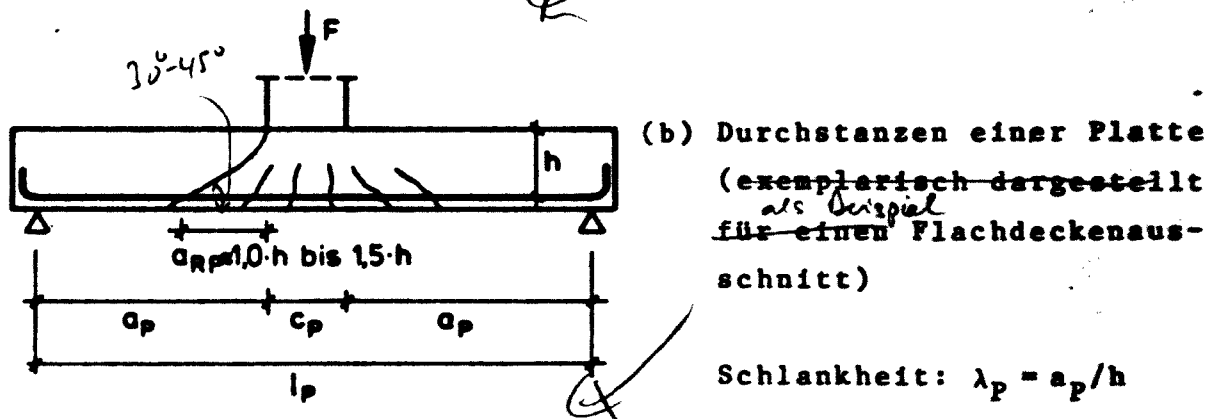
Eine umfassende Beschreibung des derzeitigen Kenntnisstandes zum Balkenschubbruch findet man u.a. im Buch "Schubprobleme im Stahlbetonbau" von Godicky-Cwirko /69/ und in den neueren Arbeiten von Mallee /134/ und von Rafla und Blume /166/.

Flachdeckenausschnitte weisen im Schnitt (s. Bild 8.1) hinsichtlich Geometrie und Lastanordnung starke Ähnlichkeiten mit den Einfeldbalken unter Einzellasten auf. Es bietet sich deshalb für die nachfolgenden vergleichenden Betrachtungen an, bei Erläuterungen und bildlichen Darstellungen vorwiegend auf Flachdeckenausschnitte stellvertretend für alle in den Grundfall des Durchstanzens eingeschlossenen statischen Systeme zurückzugreifen. Um die Ähnlichkeiten deutlich herauszustellen, wurde der Plattenausschnitt in Bild 8.1 im Gegensatz zur normalen Anordnung auf den Kopf gestellt gezeichnet.

Führung ändern!



Schlankheit: $\lambda_B = a_B/h$



Schlankheit: $\lambda_P = a_P/h$

Bild 8.1: Rißbild und Bezeichnungen bei Balken und Platten

8.2 Bruchvorgang

Im Gegensatz zum Durchstanzen sind bei Versagen von Balken in Abhängigkeit der Schlankheit $\lambda_B = a_B/h$ unterschiedliche Bruchmechanismen wirksam. Balken mit $\lambda_B < 1,5$ versagen in Form eines Scherbruches. Mit zunehmender Schlankheit geht die Bruchform in einen Biege-Schubbruch oder gar in einen reinen Biegebruch über. Bei entsprechender Querschnittsausgestaltung ist auch ein Stegdruckbruch möglich.

Dem Erscheinungsbild nach ist allein die als Biege-Schubbruch bezeichnete Versagensform dem Durchstanzen vergleichbar. Das entsprechende Rißbild des Bruchzustandes ist in Bild 8.1 dem des Durchstanzens gegenübergestellt.

Das Durchstanzen einer Platte tritt ein, wenn in der gelenkähnlich wirkenden Druckzone durch eine entsprechende Verdrehung und damit verbundene Einschnürung der Druckfläche ein bestimmter kritischer Dehnungszustand erreicht ist (s. Abschn. 6.4). Für den Biege-Schubbruch eines Balkens kann diese Beschreibung des Bruchvorganges ohne Einschränkungen übernommen werden. Die dennoch bestehenden Unterschiede lassen sich aus dem Riß- und Bruchbild (Bild 8.1) ablesen:

(1) Rißneigung an der Biegezugseite

Risse verlaufen an der Biegezugseite von Stahlbetonbauteilen stets annähernd senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannungen des ungerissenen Zustandes. Diese Hauptzugspannungen sind bei der Platte aufgrund der hohen Querkraftbeanspruchungen steiler gerichtet als bei Balken entsprechender Abmessungen. Die Risse beginnen deshalb bei der Platte an der Zugseite relativ flach unter Neigungswinkeln von nur ca. $30 - 45^\circ$, bei Balken hingegen liegt der Neigungswinkel bei ca. $50 - 90^\circ$.

(2) Rißverlauf im Bauteilinneren

Im Bauteilinneren spiegelt der Rißverlauf die Richtung der Druckstrebenkräfte bei zunehmender Belastung anschaulich wider. Beim Balken bildet sich ein Bogen-Zugband-Tragsystem von Auflager zu Auflager aus. Die Druckstrebe verläuft vergleichsweise flach und annähernd gerade vom Lasteinleitungspunkt aus Richtung Auflager. Bei der Platte hingegen ist die Druckstrebe wesentlich steiler geneigt, da sie bereits nahe der Lasteinleitungsfläche (= Stützenanschluß) Abstützungsmöglichkeiten in den noch weitgehend intakten Plattenbereichen außerhalb des gerissenen Stützenbereiches findet.

(3) Bruchzerstörungen an der Biegedruckseite

Das Durchstanzen und der Balkenschubbruch werden durch das Versagen der schrägen Betondruckstrebe ausgelöst. Beim Balken kann die Zerstörung der Druckzone ungehindert fortschreiten, und entsprechende Betonzerstörungen

werden sichtbar. Bei der Platte hingegen stützen sich die Biegedruckkräfte in den noch intakten Plattenbereichen seitlich neben der Stütze ab. Es verbleiben allein die Plattenquerkräfte, und es kommt ohne erkennbare Betondruckzerstörungen zum Abschervorgang in der geschädigten Druckzone.

(4) Rißlänge

Die vergleichsweise geringe horizontale Länge des Risses bei Platten $a_{RP} \approx 1,0 \cdot h$ bis $1,5 \cdot h$ (s. Bild 8.1b) läßt sich mit der durch die Rotationssymmetrie bedingten starken Konzentration der Querkraftbeanspruchungen zur Stütze hin erklären. Bei Balken neigen offensichtlich Risse im Abstand $a_{RB} \approx 2,0 \cdot h$ bis $3,0 \cdot h$ (s. Bild 8.1a) am ehesten dazu, sich in einen Bruchriß auszuweiten.

Bei Balken von geringerer Schlankheit als $\lambda_B = a_B/h = 2,0$ bis $3,0$ läßt die Geometrie einen Schubriß des beschriebenen Verlaufes nicht zu (Bild 8.2). Es wird ein steilerer Schubriß erzwungen, und die bei größeren Schlankheiten zu beobachtenden Sekundärrisse am Rißfußpunkt entfallen, da die Dübelkräfte der Biegezugbewehrung am Auflager eine Abstützungsmöglichkeit finden. Der steilere Rißverlauf mit der entsprechenden Verkürzung der für die Schubrotation wirksamen Länge der Biegezugzone und die stärker aktivierte Dübelwirkung der Biegezugbewehrung führen zu relativen Tragfähigkeitserhöhungen. Vergleiche hierzu Bereiche A der Bilder 8.3 und 8.4.

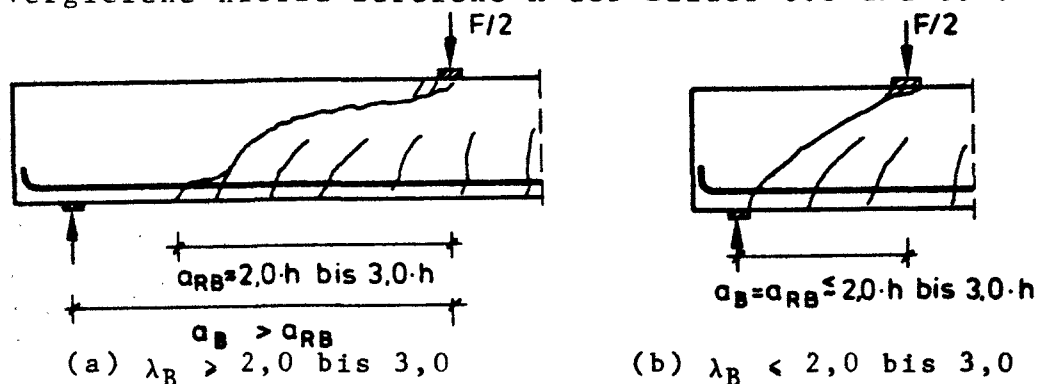


Bild 8.2: Rißbild bei Balken unterschiedlicher Schlankheit

8.3 Bruchlastberechnung

8.3.1 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Biegemomente

Kani /104/ definiert zur anschaulichen Darstellung der Ergebnisse einer großen Zahl von Schubversuchen an Balken den Begriff der relativen Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$. Hierunter versteht er das Verhältnis des beim Bruch im maßgebenden Schnitt am Rande des Lasteinleitungsbereiches gemessenen Balkenbiegemomentes M_{Bt} zu dem entsprechenden, bei reiner Biegebeanspruchung theoretisch aufnehmbaren Balkenbiegemoment $M_{Bu} = m_u \cdot b_B$. Dividiert man beide Biegemomente durch den Hebelarm a_B , so stellt sich Kanis relative Biegetragfähigkeit dar als das Verhältnis von tatsächlicher Bruchlast F_{Bt} zur theoretischen Biegetragfähigkeit $F_{Bu,M}$:

$$\text{Relative Biegetragfähigkeit } \gamma_{B,M} = M_{Bt}/M_{Bu} = F_{Bt}/F_{Bu,M}$$

Die von Kani bei Versuchsauswertungen festgestellten relativen Biegetragfähigkeiten sind in Bild 8.3 in Abhängigkeit vom Bewehrungsprozentsatz μ und von der Balkenschlantheit λ_B dargestellt.

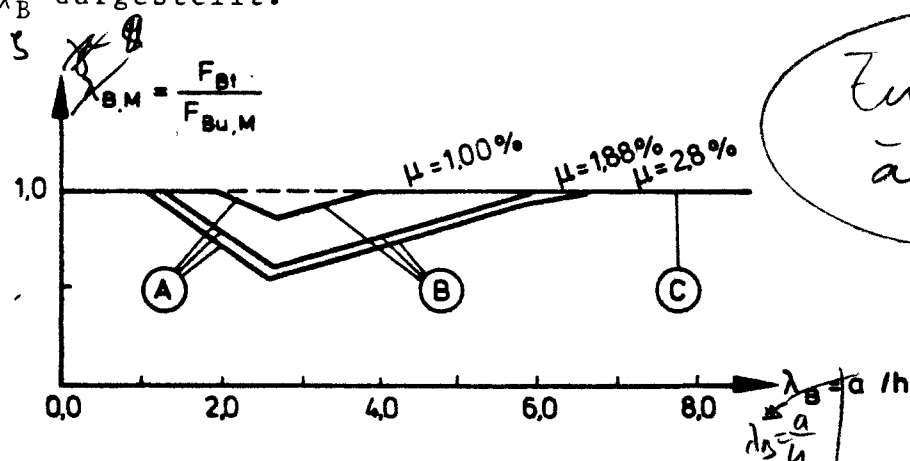


Bild 8.3: Relative Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$ nach Kani /104/

Trägt man die relative Biegetragfähigkeit $\gamma_{B,M}$ in dreidimensionaler Darstellung mit dem Bewehrungsprozentsatz μ entlang der dritten Achse auf, so erhält man das vielzitierte Kanische Schubtal.

Die durch Knickpunkte deutlich getrennten Kurvenbereiche A, B und C erfahren ihre Interpretation aus der Beschreibung des Bruchvorganges nach Abschnitt 8.2. Da nur die Balkenschubbrüche des Bereiches B dem Durchstanzen von Flachdecken und Fundamenten vergleichbar sind, wird der Bereich B zuerst besprochen:

- Bereich B:

Balken des Bereiches B mit $\lambda_B > 2,5$ versagen in Form eines Biege-Schubbruches mit freiem Rißverlauf (vergl. Bild 8.2a). Die Kurvenabschnitte B finden beim Durchstanzen ihre Parallele in der Kurve des Bildes A5.12 (s. Anhang A5) in dem bezogene Durchstanztragfähigkeiten in Abhängigkeit von der Plattenschlankheit λ_p dargestellt sind. Die fallende Tendenz der Kurven beider Bilder bei abnehmender Schlankheit spiegelt übereinstimmend in beiden Fällen die Verminderung der theoretischen Biegetragfähigkeit infolge der zunehmend stärker geneigten Druckstrebe wider. Als bezogene Tragfähigkeit ist in beiden Fällen das Verhältnis von der tatsächlichen zu einer biegetheoretischen Bruchlast bezeichnet. Letztere ist allerdings in beiden Fällen unterschiedlich definiert.

Beim Balken ist es die Biegezugbruchlast $F_{Bu,M}$, die wegen der statisch bestimmten Lagerung der Balken die obere Grenze der Tragfähigkeit bildet. Beim Durchstanzen hingegen ist es die Biegedruckbruchlast, die entsprechend der im Abschn. 6.3.2 angegebenen Theorie als $F_{yM} \cdot \sqrt{-4,5 / \epsilon_{bl,y}}$ dargestellt ist. Die wesentlich geringere, nur knapp über der Fließlast F_{yM} liegende theoretische Biegezugbruchlast der Platte (mit $m = m_u$ auf einer umlaufenden Linie um den Stützenanschluß) bildet hier, anders als beim Balken, noch keine obere Tragfähigkeitsgrenze.

- Bereich A:

Wie unter Punkt (4) in Abschn. 8.2 erklärt, wird der Bruchriß bei Balken ab $\lambda_B < 2,0$ bis 3,0 in eine unnatürlich steile Lage gezwungen, was starke Tragfähigkeitszunahmen zur Folge hat. Bild 8.3 spiegelt diese Veränderung

im Tragverhalten wider. Während im Bereich B die relative Tragfähigkeit mit abnehmender Schlankheit sinkt, steigt sie im Bereich A mit weiter abnehmender Schlankheit wieder an.

- Bereich C:

Als Bereich C sind die Kurvenabschnitte definiert, in denen die relative Balkentragfähigkeit 1,0 beträgt. Hier versagt die Biegezugbewehrung, bevor die Biegedruckzone die für einen Biege-Schubbruch erforderlichen hohen Beanspruchungen erfahren hat. Versagensursache sind demnach Biegezugbrüche.

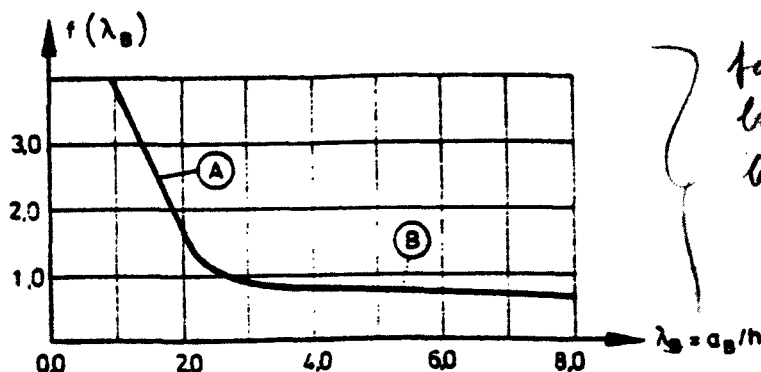
Da das Durchstanzen nie infolge Biegezugversagens eintritt, entfällt eine vergleichende Betrachtung zum Bereich C.

8.3.2 Tragfähigkeitsbeschreibung durch Angabe aufnehmbarer Schubspannungen

In der Arbeit von Rafla und Blume /166/ werden über 400 Schubversuche an nicht schubbewehrten Einfeldbalken unter Einzellasten statistisch ausgewertet. Zur Tragfähigkeitsbeschreibung wird die rechnerische Bruchschubspannung τ_{Bu} verwendet.

$$\tau_{Bu} = 0,313 \cdot 1,09 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{\beta_C} \cdot \sqrt[4]{0,10/h} \cdot f(\lambda_B) \quad (8.1)$$

Hierbei sind τ_{Bu} und β_C in N/mm^2 , μ in % und h in m einzusetzen. Die Teilfunktion $f(\lambda_B)$ ist nach Bild 8.4 zu bestimmen.



falsches Bild
bei Versucht
bis 21.12.84

Bild 8.4: Funktion $f(\lambda_B)$ zu Gleichung (8.1)

men. Der Faktor 0,313 folgt aus der Umrechnung von MKS-Einheiten in SI-Einheiten, der Faktor 1,09 aus der Umrechnung von β_W in β_C .

Entsprechend der Bereichseinteilung in Bild 8.3 werden auch in Bild 8.4 Kurvenabschnitte A und B unterschieden. Ein Bereich C entfällt, denn er betrifft allein Balkenversagen infolge eines Biegezugbruches, und in /166/ wurden nur Versuche ausgewertet, die in Form eines Biege-Schubbruches versagten. Zu den Bereichen A und B ist festzustellen:

- Bereich A:

Wie schon Bild 8.3 so spiegelt auch Bild 8.4 die nach Abschn. 8.2(4) zu erwartenden starken Tragfähigkeitszunahmen bei abnehmenden Schlankheiten im Bereich A wider. Balken des Bereiches A ($\lambda_B < 2,0$ bis $3,0$) sind Platten vergleichbar, die Schlankheiten von $\lambda_p < 1,0$ aufweisen, da nur in diesen Fällen die den Bereich A kennzeichnenden unnatürlich steilen Rißverläufe erzwungen werden. Solche Platten sind nicht Thema der vorliegenden, auf Flachdecken und Fundamente ausgerichteten Arbeit; entsprechende Untersuchungen sind jedoch aus der Literatur bekannt. So geben Forssell und Holmberg /53/ die in Versuchen festgestellten Bruchspannungen in Abhängigkeit der Plattenschlankheit λ_p in einem Bild an, das qualitativ dem Bild 8.4 entspricht. Ab $\lambda_p < 1,00$ ist ein starker Tragfähigkeitsanstieg mit weiter abnehmender Schlankheit festzustellen.

- Bereich B:

Die im Bereich B ausgewerteten Schubversuche an Balken entsprechen uneingeschränkt den in dieser Arbeit ausgewerteten Durchstanzversuchen an Platten.

Die Gl. (8.1) beschreibt die Schubtragfähigkeit von Balken. Eine vergleichbare Gleichung für die Durchstanztragfähigkeit von Platten erhält man, wenn man den geeignetsten Ansatz für zulässige Schubspannungen durchstanzge-

fährdeter Platten, den Ansatz "G3" (s. Abschn. 7.4.2, Gl. (7.5)), mit der aus diesem Ansatz resultierenden mittleren Sicherheit von $\lambda_m \approx 2,38$ (Tab. 7.1, Zeile ⁽¹⁾₂) multipliziert.

$$\tau_{Pu} = 0,55 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{B_C} \quad (8.2)$$

Wie nach den gefundenen Übereinstimmungen hinsichtlich des Bruchvorganges beim Balkenschubbruch und beim Durchstanzen zu erwarten war, zeigen die Bruchschubspannungen der Gleichungen (8.1) und (8.2) bezüglich der Parameter μ , β_C und β_S die gleichen Abhängigkeiten für beide Bruchformen. Geringe Unterschiede bestehen allein hinsichtlich der statischen Nutzhöhe h und der Schlankheit λ . Wie Vergleichsrechnungen zeigten, sind auch bei Platten ähnliche Abhängigkeiten der Bruchschubspannung von h und λ zu verzeichnen, wie sie in Gl. (8.1) für Balken des Bereiches B angegeben sind. Mit zunehmender Plattenhöhe h oder mit zunehmender Schlankheit $\lambda_P = a_P/h$ fällt die Bruchschubspannung geringfügig ab. Im statistischen Mittel heben sich die beiden genannten Einflüsse weitgehend auf. Ein Anstieg von h hat eine Verminderung von λ_P annähernd in dem Maße zur Folge, daß sich - zumindest für den Bereich B - die Summe der Einflüsse weitgehend aufhebt. Im Interesse guter Vergleichsmöglichkeiten zwischen den beiden Gleichungen (8.1) und (8.2) wird deshalb nicht die Gleichung (8.2) durch entsprechende Zusatzfunktionen zu h und λ_P verbessert, sondern Gl. (8.1) an die einfachere Form der Gl. (8.2) angepaßt. Für den Bereich B (mit $f(\lambda_B) \approx 0,75$) darf Gl. (8.1) in guter Näherung geschrieben werden als

$$\tau_{Bu} = 0,26 \cdot \sqrt[3]{\mu} \cdot \sqrt[2]{B_C} \quad (8.3)$$

Es wäre verfehlt, aus einem Vergleich der konstanten Faktoren 0,55 und 0,26 der Gleichungen (8.2) und (8.3) direkt auf die Tragfähigkeitsunterschiede zwischen Platten und Balken zu schließen. Nur solange man den maßgebenden

Schnitt im Abstand $h/2$ vor den Rand der Lasteinleitungsbe-
reiche der Konstruktionen legt, ergeben sich für das
Durchstanzen etwa die 2-fachen Bruchschubspannungen im
Vergleich zum Balkenschubbruch. Da der Betrag der Schub-
spannungen bei Balken jedoch von der Schnittlage unabhän-
gig ist, bei Flachdecken und Fundamenten hingegen nicht,
ändert sich das Verhältnis der Bruchschubspannungen bei
jeder Änderung der Lage des maßgebenden Schnittes.

Interessant ist es an dieser Stelle, die Tragfähigkeitsab-
nahme zu ermitteln, die aus der Umwandlung des Stützenbe-
reiches einer Flachdecke in ein Balkenkreuz zu erwarten
ist, wenn die Balken eine Breite gleich der Kantenlänge
des quadratischen Stützenquerschnittes aufweisen. Es gilt
dann

$$F_{Pu} = 0,55 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot \pi \cdot (1,13 \cdot c_q + h) \cdot h$$

und
$$F_{Bu} = 0,26 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot 4 \cdot c_q \cdot h$$

Für das übliche Verhältnis von $h/c_q \approx 0,5$ folgt

$$F_{Bu} = F_{Pu} \cdot 0,37 \quad (8.4)$$

Die Flachdecke läßt also in diesem Fall die ca. 3-fache
Tragfähigkeit gegenüber der Balkenkonstruktion erwarten.
Versuche an Flachdecken mit Aussparungen an den Stützenek-
ken bestätigen die Größenordnung dieses Wertes
(s. Abschn. 11.2.4)

9 Pilzdecken

9.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Unter Pilzdecken werden trägerlose Deckensysteme verstanden, deren Tragfähigkeit hinsichtlich der Durchstanzgefahr durch Plattenverstärkungen im Bereich der Stützenanschlüsse erhöht ist. Die Plattenverstärkungen werden im folgenden grundsätzlich als Voute bezeichnet, obgleich auch Fälle in die Untersuchungen eingeschlossen sind, in denen die Verstärkung nicht als echte Voute schräg ansteigend, sondern mit plattenparalleler Unterseite als Verstärkung konstanter Dicke ausgeführt ist.

Bild 9.1 zeigt den Stützenbereich einer Pilzdecke im Schnitt. Die Rißverläufe zweier möglicher Bruchformen ("vo" = Durchstanzen am Anschnitt zur Voute, "st" = Durchstanzen am Anschnitt zur Stütze) sind eingezeichnet. Ort und statische Nutzhöhe der Anschnitte sind entsprechend mit c_{vo} und h_{vo} bzw. mit c_{st} und h_{st} gekennzeichnet.

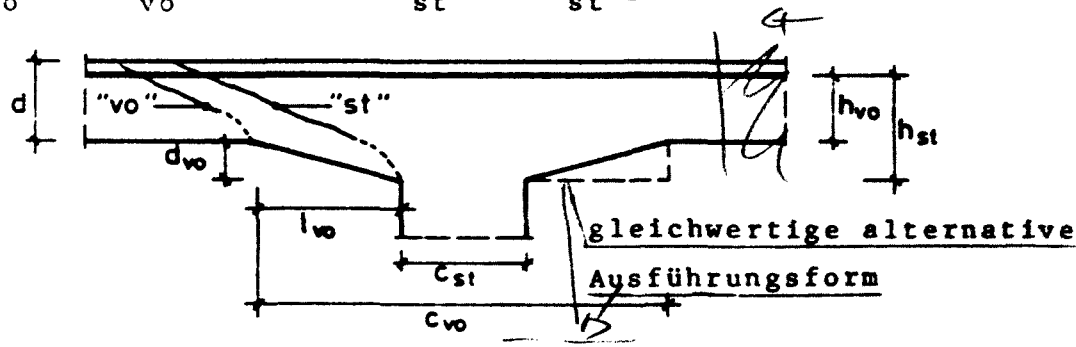


Bild 9.1: Schnitt durch den Stützenbereich einer Pilzdecke

Als Schlankheit der Voute wird definiert:

$$\lambda_{vo} = \frac{l_{vo}}{d_{vo}} = \frac{c_{vo} - c_{st}}{h_{st} - h_{vo}} \quad (9.1)$$

Über die geschichtliche Entwicklung der Pilzdeckenbauweise wurde bereits im Abschnitt 2.2 berichtet.

In der Literatur finden sich verschiedentlich Hinweise auf experimentelle Untersuchungen an vollständigen Pilzdeckensystemen, die im Versuch bis zum Bruch belastet wurden (z. B. /81/, /101/). Als Bruchursache wurden stets Biegebrüche (im allgemeinen im Feld) festgestellt, nie jedoch Versagen infolge Durchstanzen.

Die einzigen unmittelbar auf das Durchstanzen abgezielten experimentellen Untersuchungen an Pilzdecken wurden in Karlsruhe /149/ durchgeführt.

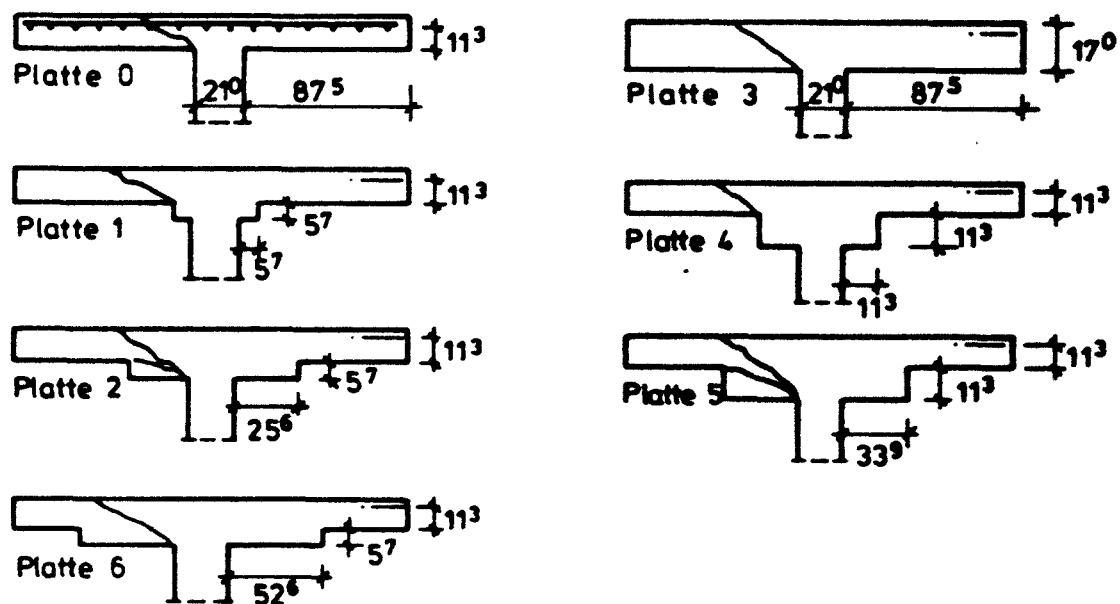


Bild 9.2: Versuchskörper der Versuche nach /149/. (Die skizzierten Bruchrisse deuten die festgestellte Bruchform an)

Es wurden 5 Pilzdeckenausschnitte mit unterschiedlich ausgebildeten Plattenverstärkungen untersucht. Zu Vergleichszwecken wurden auch zwei Flachdeckenausschnitte unterschiedlicher Dicke ohne Stützenkopfverstärkungen mitgeprüft. Alle die Durchstanztragfähigkeit beeinflussenden Parameter wurden in der Versuchsserie soweit als möglich konstant gehalten, nur die Voutenausbildung wurde, wie in Bild 9.2 dargestellt, variiert.

9.2 Berechnungsvorschlag

Unbestritten ist es sinnvoll, für die beiden im Bild 9.1 angedeuteten Bruchformen die rechnerischen Traglasten ($F_{u,vo}$ = Traglast bei Untersuchung des Anschnittes zur Voute, $F_{u,st}$ = Traglast bei Untersuchung des Anschnittes zur Stütze) getrennt zu ermitteln und die geringere der beiden Lasten als maßgebend anzusehen. Dabei kann es jedoch nicht genügen, allein zwei fiktive Flachdecken mit den Abmessungen $c = c_{vo}$ und $h = h_{vo}$ bzw. $c = c_{st}$ und $h = h_{st}$ zu untersuchen, sondern es muß zusätzlich berücksichtigt werden, daß die Erhöhung der Plattensteifigkeit im Bereich der Voute eine verstärkte Konzentration der Plattenstützmomente auf den durchstanzgefährdeten engsten Stützenbereich zur Folge hat, was - der Bruchtheorie des Abschnittes 6.4 nach - eine Verminderung der Durchstanztragfähigkeit nach sich ziehen muß.

Zur Beschreibung der Tragfähigkeitsgrenzen werden Beiwerte α_p definiert:

(1) $\alpha_{p,vo}$ für die Untersuchung am Voutenanschnitt:

$$F_{u,vo} = F_{uo,vo} \cdot \alpha_{p,vo} \quad (9.2a)$$

mit $F_{u,vo}$ = Traglast für den Voutenanschnitt
 und $F_{uo,vo}$ = Traglast einer Flachdecke mit
 $h = h_{vo}$ und $c = c_{vo}$

(2) $\alpha_{p,st}$ für die Untersuchung am Stützenanschnitt:

$$F_{u,st} = F_{uo,st} \cdot \alpha_{p,st} \quad (9.2b)$$

mit $F_{u,st}$ = Traglast für den Stützenanschnitt
 und $F_{uo,st}$ = Traglast einer Flachdecke mit
 $h = h_{st}$ und $c = c_{st}$

Das Minimum der beiden Bruchlasten ist maßgebend:

$$F_u = \text{Minimum von } F_{u,vo} \text{ und } F_{u,st} \quad (9.3)$$

Aus den beobachteten Rißbildern und aus den Versuchsnachrechnungen lassen sich folgende α_p -Werte ableiten:

(1) Anschnitt zur Voute ($\alpha_{p,vo}$):

Brüche am Anschnitt zur Voute sind nur bei vergleichsweise gedrunenen Vouten ($\lambda_{vo} < 2,0$ bis $3,0$) zu erwarten, also nur in solchen Fällen, in denen sich das maßgebende Radialmoment an diesem Anschnitt kaum von dem der rechnerisch untersuchten Ersatzflachdecke unterscheidet. Eine Tragfähigkeitsabminderung der genannten Art ist deshalb nur in vernachlässigbar geringem Maße zu erwarten. Es darf deshalb gesetzt werden:

$$\alpha_{p,vo} = 1,00 \quad (9.4)$$

(2) Anschnitt zur Stütze ($\alpha_{p,st}$):

Je nach Voutenschlankheit λ_{vo} ist zu unterscheiden:

(2a) $\lambda_{vo} < 1,5$:

Bei sehr gedrunenen Vouten ($\lambda_{vo} < 1,5$) sind keine Brüche am Anschnitt zur Stütze zu erwarten. Bild 9.3 verdeutlicht dies am Beispiel einer Voute von $\lambda_{vo} = 1,5$. Für die bei Flachdecken beobachteten Rißneigungen von ca. 30 bis 35° gehen die Bruchrisse zu beiden möglichen Versagensformen vom selben Anfangsriß aus. Ein Bruch am Anschnitt zur Stütze kann in diesem Fall ausgeschlossen werden, denn wenn sich der zugehörige Bruchriß zu bilden beginnt, wird er stets zu einem Bruch am Anschnitt zur Voute führen. Bei Pilzdecken mit $\lambda_{vo} < 1,5$ ist deshalb stets $F_{u,vo}$ maßgebend, und es kann auf die Ermittlung von $F_{u,st}$ verzichtet werden.

$$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} < 1,5): \text{ Nachweis entfällt} \quad (9.5)$$

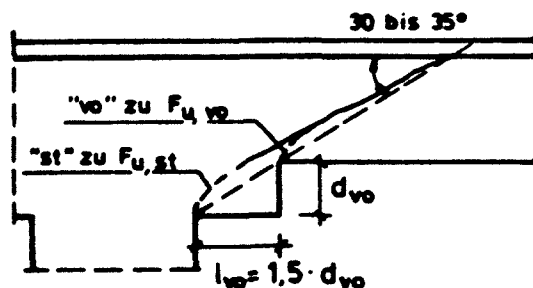


Bild 9.3: Rißbilder zu $F_{u,vo}$ und $F_{u,st}$ bei $\lambda_{vo} = 1,5$

(2b) $\lambda_{vo} > 1,5$:

Für Pilzdecken mit vergleichsweise schlanken Vouten ($\lambda_{vo} > 1,5$) erwies sich nach Versuchsnachrechnungen folgender Ansatz für $\alpha_{p,st}$ als geeignet:

$$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} > 1,5) = 1 - 0,5/\lambda_{vo} \quad (9.6a)$$

$$< h_{vo}/h_{st} \quad (9.6b)$$

Der Ansatz erfüllt die Bedingung, bei sehr schlanken Vouten ($\lambda_{vo} \rightarrow \infty$ oder $d_{vo} \rightarrow 0$) dem Wert 1,00 zuzustreben. Im Grenzfall gedrungener Vouten von $\lambda_{vo} = 1,5$ erreicht $\alpha_{p,st}$ einen Minimalwert von 0,667. Die Eingrenzung nach Gl.(9.6b) berücksichtigt Fälle vergleichsweise kleiner Vouten (Voutenhöhe d_{vo} gering), in denen die Tragfähigkeit sicher nicht in stärkerem Maße vermindert wird, als sich die Nutzhöhe der Platte vom Stützenanschnitt (h_{st}) bis zum Voutenanschnitt (h_{vo}) hin vermindert.

Zusammenfassend ergibt sich als *als Vorschlag P:*

Vorschlag "P": *Anschnitt zur Voute:*

$$\alpha_{p,vo} = 1,00 \quad \text{s. Gl.(9.4)}$$

$$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} < 1,5): \text{ *Anschnitt zur Stütze:* } \text{ ~~Nachweis entfällt~~ } \quad \text{s. Gl.(9.5)}$$

$$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} > 1,5) = 1 - 0,5/\lambda_{vo} \quad \text{s. Gl.(9.6a)}$$

$$< h_{vo}/h_{st} \quad \text{s. Gl.(9.6b)}$$

$$< 0,667 \quad \text{s. Gl.(9.5)}$$

In Tabelle 9.1 sind die Verhältnisswerte $\xi_{\chi} = F_t/F_u$ (im Versuch gemessene Bruchlast / rechnerische Bruchlast) für die Nachweise am Anschnitt zur Voute (χ_{vo}) und am Anschnitt zur Stütze (χ_{st}) angegeben. Für χ_{st} wurden die Werte ohne und mit Berücksichtigung der Tragfähigkeitsabnahme entsprechend Vorschlag "P" ermittelt. Die Rechenergebnisse bestätigen die Brauchbarkeit der vorgeschlagenen Berechnungsmethode.

1	2	3	4	5	6	7
Versuch (Bez. nach /149/)	$\frac{h_{vo}}{h_{st}}$	$\chi_{vo} = \frac{l_{vo}}{d_{vo}}$	Vouten- Anschn. $\alpha_{p,vo}=1,0$ ξ_{vo}	Stützen - Anschnitt $\alpha_{p,st}=1,0$ $\alpha_{p,st}$ nach Gl.(9.6) ξ_{st}		Maximum aus Spalte 4 bis 6 $\xi_{maßg.}$
Platte 0	1,00	-	-	0,937	0,937	0,937
Platte 1	0,67	1,0	1,005	0,740	-	1,005
Platte 2	0,67	4,5	0,703	0,852	0,959	0,959
Platte 3	1,00	-	-	1,123	1,123	1,123
Platte 4	0,50	1,0	0,937	(0,591)	-	0,937
Platte 5	0,50	3,0	0,816	0,834	1,001	1,001
Platte 6	0,67	9,3	-)*	1,049	1,109	1,109

$$\xi_m = 1,010$$

$$\xi_v = 0,071$$

wegen Anst.
S-108

)* Abmessungen lassen eine Berechnung nach Gl.(6.3) nicht zu

Tabelle 9.1: ξ -Werte der Versuche aus /149/ (s. Bild 9.2).

$$\xi_{\chi} = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_p$ = rechnerische Bruchlast

$\alpha_p = \alpha_{p,vo}$ bzw. $\alpha_{p,st}$ (s. im Tab.kopf)

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Decke ohne Voute), ermittelt nach "G2", s. Abschnitt 6.3.3, Gl.(6.3))

9.3 DIN 1045

Die DIN 1045 geht in ähnlicher Weise vor wie der Berechnungsvorschlag des vorangegangenen Abschnittes. Sie berücksichtigt jedoch die - nach obiger Deutung aus der Konzentration der Plattenbiegemomente im Stützenbereich herrührenden - geringeren Tragfähigkeiten gegenüber den ersatzweise nachzuweisenden Vergleichsflachdecken nicht durch explizit angegebene α_p -Werte, sondern durch Verringerungen der zur Schubspannungsaufnahme rechnerisch ansetzbaren Schnittflächen des Rundschnittes um den Stützenanschluß. Des weiteren unterscheidet die DIN 1045 in Abhängigkeit der Bauteilabmessungen nicht, wie der Berechnungsvorschlag des vorangegangenen Abschnittes, in zwei ($\lambda_{v0} < 1,5$ und $\lambda_{v0} > 1,5$), sondern in drei Bereiche. Die Bereichsdefinitionen und die in den jeweiligen Bereichen rechnerisch ansetzbaren Schnittflächen (Höhe h_r , Durchmesser c_r) sind aus den Bildern 9.4 bis 9.6 zu ersehen.

(1) $\lambda_{v0} < 1,0$:

Es genügt ein Nachweis für den Anschnitt zur Voute ohne Berücksichtigung tragfähigkeitsabmindernder Wirkungen der Voutenabildung. Im Vorschlag des Abschnittes 9.2 ist dieser Bereich bis auf $\lambda_{v0} < 1,5$ ausgedehnt.

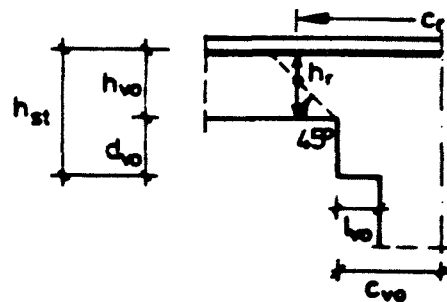


Bild 9.4:

h_r und c_r für $\lambda_{v0} < 1,0$

(2) $\lambda_{vo} > 1,0$ und $l_{vo} < 1,5 \cdot h_{st}$:

Es ist wie in Fall (1) vorzugehen, jedoch mit $l_{vo} = d_{vo}$ zu rechnen. Die sich damit für den Nachweis am Voutenanschnitt ergebende rechnerische Tragfähigkeitsabnahme läßt sich darstellen als

$$\alpha_{p,vo} = \frac{c_{st}/2 + d_{vo} + h_{vo}/2}{c_{st}/2 + l_{vo} + h_{vo}/2} \quad (9.7)$$

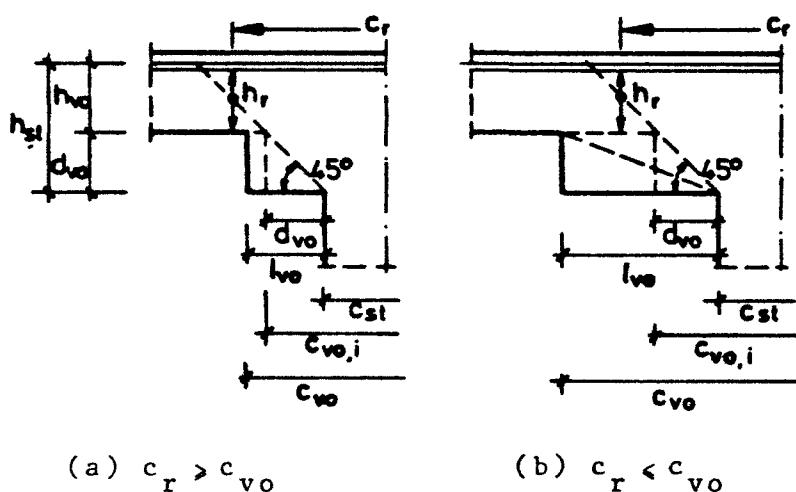


Bild 9.5: h_r und c_r für $\lambda_{vo} > 1,0$ und $l_{vo} < 1,5 \cdot h_{st}$

(3) $l_{vo} > 1,5 \cdot h_{st}$:

Es ist sowohl der Anschnitt zur Voute als auch der Anschnitt zur Stütze nachzuweisen. Bei letzterem darf bei einer echten Voute (Bild 9.6b) als rechnerische Höhe h_r nur die im Abstand $h_{st}/2$ vor dem Stützenrand tatsächlich vorhandene statische Nutzhöhe angesetzt werden. Für diesen Fall ergibt sich damit die gleiche rechnerische Tragfähigkeitsabminderung, wie sie bereits in Abschnitt 9.2 in Gl.(9.6a) vorgeschlagen wurde.

$$\begin{aligned} \alpha_{p,st} &= (h_{st} - 0,5 \cdot h_{st} \cdot d_{vo}/l_{vo}) / h_{st} \\ &= 1 - 0,5 \cdot d_{vo}/l_{vo} \\ &= 1 - 0,5 / \lambda_{vo} \end{aligned} \quad (\text{wie Gl.(9.6a)})$$

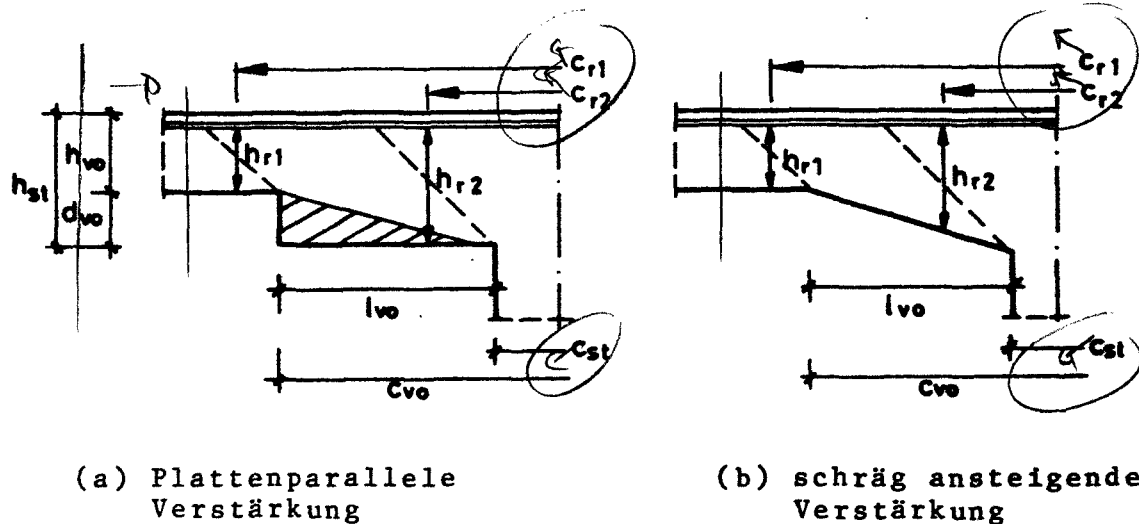


Bild 9.6: h_r und c_r für $\lambda_{vo} > 1,5 \cdot h_{st}$

Kritik zu (1):

Eine Ausweitung des Bereiches bis $\lambda_{vo} = 1,5$ erscheint nach Bild 9.3 unbedenklich.

Kritik zu (2):

Im Falle des Bildes 9.5a (Bruchgefahr am Anschnitt zur Voute) fehlt es an einer Begründung für den angegebenen Abminderungsfaktor $\alpha_{p,vo}$ nach Gl. (9.7). Nach den Überlegungen des vorangegangenen Abschnittes ist bei den hier vorliegenden Abmessungsverhältnissen kaum eine Tragfähigkeitsverminderung gegenüber der Ersatzflachdecke zu erwarten.

Im Falle des Bildes 9.5b (Bruchgefahr am Anschnitt zur Stütze) ist es fraglich, ob die starke, mit dem genannten Faktor $\alpha_{p,vo}$ sich ergebende Abminderung für den Nachweis am Anschnitt zur Voute ein sinnvoller Ersatz ist für den Nachweis gegen den im vorliegenden Fall zu befürchtenden Bruch am Anschnitt zur Stütze.

Kritik zu (3):

Die anzusetzende Tragfähigkeitsabnahme für den Nachweis am Anschnitt zur Stütze erscheint im Falle einer echten Voute entsprechend Bild 9.6b angemessen. Sie entspricht

dem Vorschlag des Abschnittes 9.2.

Es ist jedoch angesichts der zu erwartenden Bruchform kaum vorstellbar, daß im Falle einer plattenparallelen Stützenkopfverstärkung entsprechend Bild 9.6a der schraffiert angelegte Bereich eine Tragfähigkeitserhöhung bewirken kann. Eher wird er zu einer im Vergleich zum Fall des Bildes 9.6b höheren Konzentration der Biegebeanspruchung im Stützenbereich und damit gegenteilig zu einer geringeren Tragfähigkeit führen.

Nach der kritischen Beurteilung der derzeitigen Regelungen der DIN 1045 bleibt als Ergebnis festzustellen, daß der im vorangegangenen Abschnitt 9.2 abgeleitete und mit den Bruchbildern und der Bruchtheorie des Abschnittes 6.4 im Einklang stehende Vorschlag "P" zur Berücksichtigung von Stützenkopfverstärkungen ohne Änderungen zur Einführung in die DIN 1045 zu empfehlen ist:

$\alpha_{p,vo} = 1,00$	s. Gl.(9.4)
$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} < 1,5)$: Nachweis entfällt	s. Gl.(9.5)
$\alpha_{p,st}(\lambda_{vo} > 1,5) = 1 - 0,5/\lambda_{vo}$	s. Gl.(9.6a)
$\leq h_{vo}/h_{st}$	s. Gl.(9.6b)
$\leq 0,66$	s. Gl.(9.5)

Solange das derzeitige Verfahren der DIN 1045 mit Schubspannungsermittlungen in einem Schnitt im Abstand $h/2$ vor dem Stützenrand beibehalten wird, läßt sich Gleichung (9.6a) anschaulich deuten als Verminderung einer statischen Nutzhöhe entsprechend Bild 9.6b, und Gleichung (9.6b) kann dahingehend interpretiert werden, daß rechnerisch keine kleinere Höhe h_r als die am Anschnitt zur Voute vorhandene Höhe h_{vo} angesetzt zu werden braucht.

10 Ausmittige Stützenbeanspruchung

10.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Der Grundfall des Durchstanzens setzt voraus, daß die Stützenlasten im Stützenquerschnitt stets mittig, d.h. in der Stützenachse angreifen. Nachfolgend wird untersucht, in welcher Weise die Durchstanztragfähigkeit beeinflußt wird, wenn außer der Stützennormalkraft auch ein Biegemoment von der Stütze in die Platte eingeleitet wird, wenn also die Stützenlast ausmittig angreift.

Die Ursachen für solche Ausmittigkeiten sind vielfältig. Kleine Ausmittigkeiten resultieren beispielsweise bei Flach- und Pilzdecken aus unterschiedlichen Stützweiten oder Belastungen der Deckenfelder. Größere Ausmittigkeiten können aus dem statischen System eines Gebäudes herrühren, beispielsweise, wenn die Innenstütze einer Flachdecke am Fußpunkt in den Rand oder in die Ecke einer Fundamentplatte geführt ist. Mit sehr großen Ausmittigkeiten muß gerechnet werden, wenn die aus Decken und Stützen sich bildenden Stockwerkrahmen eines Gebäudes zur Aufnahme von Horizontalkräften herangezogen werden.

Entsprechend Bild 10.1 wird als Ausmittigkeit definiert:

$$e = M/F \quad (10.1)$$

mit M = Stützenkopfmoment
 F = Stützennormalkraft

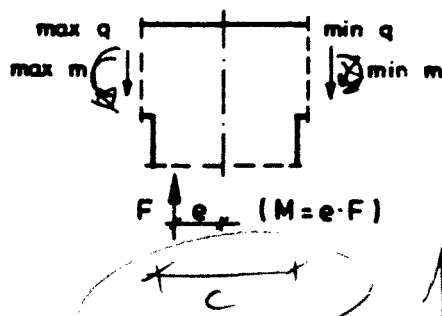


Bild 10.1: Stützenanschluß bei ausmittiger Beanspruchung

in 10.19 (1.173)

In Tabelle A1.2 (s. Anhang A1) sind die Ausmittigkeiten e solcher Versuche zusammengestellt, die sich allein durch diese Ausmittigkeit von den Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens unterscheiden. Sofern rechteckige Stützenra-ster oder rechteckige Fundamentplatten vorliegen, sind die Achsbezeichnungen so festgelegt, daß die Ausmittigkeit e in x -Richtung weist:

$$e = e_x \quad (10.2)$$

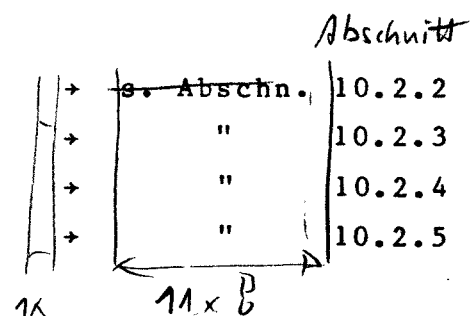
Es darf an dieser Stelle nicht unerwähnt bleiben, daß die Angaben der Ausmittigkeiten e in Tabelle A1.2 mit einigen Unsicherheiten behaftet sind, da die Werte im allgemeinen erst aus unterschiedlichen, in den Versuchsberichten enthaltenen Angaben abgeleitet werden mußten. Diese Angaben betrafen das statische System des jeweiligen Versuchsaufbaues, die eingeleiteten Stützennormalkräfte, -querkräfte und -biegemomente, sowie deren verformungsbedingte Zusatzbeträge. Nicht immer konnten alle erforderlichen Werte ganz eindeutig aus den Berichten entnommen werden.

10.2 Vorliegende Berechnungsverfahren

10.2.1 Mögliche Grundideen

Die in der Literatur angebotenen Berechnungsvorschläge lassen sich weitgehend vier Grundideen zuordnen, die sich durch die zur Tragfähigkeitsdarstellung verwendeten Hilfsgrößen unterscheiden. Diese Hilfsgrößen sind:

- Beziehung $F/\max \tau$
- Beziehung $F/\max m$
- Verhältnisswerte F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo}
- Ersatztragwerke



Die Tragfähigkeitsabnahme infolge des zusätzlich zur Stützennormalkraft F eingeleiteten Momentes M wird durch einen Faktor α_E beschrieben:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_E \quad (10.3)$$

Hierbei ist F_u die rechnerische Bruchlast unter Berücksichtigung der Stützenlastausmitte und F_{uo} die entsprechende Bruchlast einer vergleichbaren Konstruktion mit mittigem Angriff der Stützenlast.

10.2.2 Hilfsgröße $F/\max \tau$:

Für Berechnungsmethoden zum Grundfall des Durchstanzens, die zur Beschreibung der Traglast eine rechnerische Bruchschubspannung τ_u verwenden, bietet sich zur Erweiterung der Methode auf Fälle ausmittiger Stützenbeanspruchung eine Annahme an, die erstmals 1961 in der bereits mehrfach zitierten Arbeit von Moe /147/ getroffen wurde (Bild 10.2).

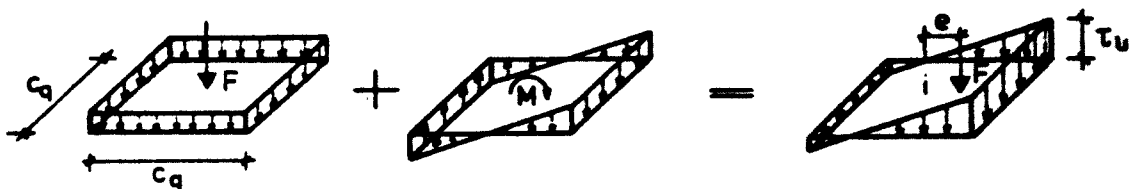


Bild 10.2: Schubspannungsverteilungen nach Moe /147/

Es wird davon ausgegangen, daß der Durchstanzbruch dann eintritt, wenn die maximale rechnerische Schubspannung $\max \tau$ im maßgebenden Schnitt um den Stützenanschluß den Wert erreicht, unter dem im zentrischen Belastungsfall der Bruch zu erwarten wäre. Die verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Berechnungsmethoden, die auf diesem Gedanken aufbauen, unterscheiden sich allein durch die Annahmen hinsichtlich der Schnittführung, der Schubspannungsverteilung

und des zur Erzeugung von Schubspannungen wirksamen Anteils des Stützenkopfmomentes:

- Die Schnittführung betrifft die Form des maßgebenden Schnittes im Aufriß und den Abstand des Schnittes vom Stützenrand. Moe /147/ beispielsweise führt einen quadratischen Schnitt direkt entlang der Kanten des quadratisch angenommenen Stützenquerschnittes, Dragosavić und v.d. Beukel /50/ schlagen einen kreisförmigen Schnitt im Abstand $h/2$ um den Stützenanschluß vor, und Regan /169/ legt den Schnitt entsprechend der britischen Stahlbetonvorschrift im Abstand $1,5 \cdot d$ um die Stütze.
- Mit der Schubspannungsverteilung ist zum einen die Verteilung der vertikal wirkenden Schubspannungen entlang des Schnittes angesprochen und zum anderen auch die Frage, ob und ggf. mit welcher Wertigkeit horizontal gerichtete Schubspannungen (Drillmomente) mit berücksichtigt werden. Im allgemeinen werden lineare Schubspannungsverteilungen angenommen. Ausnahmen hierzu bilden die Arbeiten von Mast /142/ und von Kanoh und Yoshizaki /106/. Mast ermittelt die Plattenquerkräfte und Drillmomente nach der Elastizitätstheorie dünner Platten, und Kanoh und Yoshizaki gewinnen diese Schnittgrößen auf experimentellem Wege. Hinsichtlich des Anteiles der horizontal gerichteten Schubspannungen wird häufig (u.a. Moe /147/) vorgeschlagen, diese wegen ihrer Geringfügigkeit zu vernachlässigen.
- Der wirksame Momentenanteil $M_T = \eta \cdot M$ bezeichnet den Anteil des von der Stütze in die Platte zu überführenden Gesamtmomentes M , der im maßgebenden Schnitt rechnerisch durch Schubspannungen τ aufgenommen wird. Der restliche Anteil M_σ wird im maßgebenden Schnitt über Normalspannungen (Biegebeanspruchungen) abgetragen. Die vorgeschlagenen Werte für $\eta = M_T/M$ reichen von $\eta = 0,20$ in /14/ über $\eta = 0,333$ in /147/ und $\eta = 0,5$ in /50/ bis $\eta = 1,0$ in /169/. Di Stasio und van Buren /191/ geben statt eines Festwertes η das genannte Restmoment M_σ vor. Sie setzen es gleich

den über die Breite des rechteckig geführten maßgebenden Schnittes aufintegrierten Plattenbiegebruchmomenten m_u bzw. m_u' und erhalten so $M_\sigma = \dots\dots(m_u + m_u')$.

Unabhängig von den im Einzelfall getroffenen Annahmen läßt sich der Beiwert α_E (siehe Gl.10.3) wie folgt darstellen:

Allgemein gilt:

$$\begin{aligned} \max \tau &= F \cdot k_F + \eta \cdot M \cdot k_M \\ &= F \cdot (k_F + \eta \cdot e \cdot k_M) \end{aligned} \quad (10.4)$$

Im Falle linearer Schubspannungsverteilungen und des Ansatzes nur vertikal gerichteter Schubspannungen ist beispielsweise $k_F = 1/A_T$ und $k_M = 1/W_T$, wobei A_T und W_T die Fläche bzw. das Widerstandsmoment des maßgebenden Schnittes bezeichnen.

Aus dem eingangs in diesem Abschnitt genannten Bruchkriterium einer von der Ausmittigkeit unabhängigen Bruchschubspannung τ_u folgt

$$\begin{aligned} \text{für } e \neq 0: \quad \tau_u &= F_u \cdot k_F + \eta \cdot M_u \cdot k_M \\ &= F_u \cdot (k_F + \eta \cdot e \cdot k_M) \end{aligned} \quad (10.5)$$

$$\text{für } e = 0: \quad \tau_u = F_{u0} \cdot k_F \quad (10.6)$$

Aus diesen zwei Gleichungen erhält man nach kurzer Umwandlung für $\alpha_E = F_u/F_{u0}$:

$$\alpha_E = 1 (1 + \eta \cdot e \cdot k_M/k_F) \quad (10.7)$$

Für die genannten Annahmen von Moe /147/ erhält man beispielsweise:

$$1/k_F = F/\tau = A_\tau = 4 \cdot c_q \cdot h \quad (10.8)$$

$$\begin{aligned} 1/k_M = M/\tau = W_\tau &= J / (c_q/2) \\ &= (2 \cdot c_q^3 \cdot h/12 + 2 \cdot c_q \cdot h \cdot (c_q/2)^2) / (c_q/2) \\ &= c_q^2 \cdot h \cdot 4/3 \end{aligned} \quad (10.9)$$

und somit:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 3 \cdot \eta \cdot e/c_q)$$

Mit $\eta = 0,333$ folgt:

$$\alpha_E = 1 / (1 + e/c_q) \quad (10.10)$$

Moe gibt diesen Wert in /147/ als dortige Gleichung 7.7 an.

Für einen Rundschnitt, der entsprechend DIN 1045 im Abstand $h/2$ um eine runde Stütze geführt wird (Durchmesser $c_r = c_k + h$), erhält man für die auch von Moe zugrunde gelegten Annahmen linearer Schubspannungsverteilungen und vernachlässigbar kleiner horizontaler Schubspannungen:

$$1/k_F = F/\tau = A_\tau = \pi \cdot c_r \cdot h \quad (10.11)$$

$$1/k_M = M/\tau = W_\tau = J/(c/2) = \pi \cdot c_r^3 \cdot h/4 \quad (10.12)$$

und damit:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 4 \cdot \eta \cdot e/c_r)$$

Mit $\eta = 0,40$ erhält man:

$$\alpha_E = 1 / (1 + 1,6 \cdot e/c_r) \quad (10.13)$$

Dieser Wert wird von den Verfassern in /117/ zur Verbesserung des derzeitigen, mit zulässigen Schubspannungen arbeitenden Nachweisverfahrens der DIN 1045 angegeben.

10.2.3 Hilfsgröße $F/\max m$:

Im vorangegangenen Abschnitt wurde im Prinzip die Plattenquerkraft $q = \tau \cdot h$ als maßgebende Größe aufgefaßt. Die Bruchlast F_u ergab sich aus der Vorgabe einer Bruchquerkraft $q_u = \tau_u \cdot h$ und aus der Festlegung auf eine Arbeitsweise zur Schnittgrößenermittlung ($F/\max \tau$ - bzw. $F/\max q$ - Beziehung). Im folgenden Abschnitt wird vom Plattenbiegemoment m als der maßgebenden Größe ausgegangen, ansonsten aber in der gleichen Weise vorgegangen.

Es wird unterstellt, daß die für den Grundfall erarbeiteten Beziehungen zwischen der tatsächlichen Stützenlast beim Bruch F_u und einer biegetheoretischen Stützenlast (beispielsweise F_{yM} oder F_{uM}) auch im ausmittigen Lastfall unverändert gelten: $F_u(e=0)/F_{yM}(e=0) = F_u(e \neq 0)/F_{yM}(e \neq 0)$

Die Einführung eines Freiwertes η , wie er im vorangegangenen Abschnitt für die Schubspannungsermittlung notwendig war, ist nicht erforderlich. Während im vorangegangenen Abschnitt nur die Verteilung der Schubspannungen durch den gewählten Ansatz vorgegeben war und der maßgebende Betrag aus Versuchsnachrechnungen über die Ermittlung des Freiwertes η bestimmt werden mußte, ergeben sich im vorliegenden Fall Verteilung und Größe der Biegemomente aus dem gewählten Ansatz, nämlich aus der Schnittgrößenermittlung nach der E-Theorie.

Methoden zur Bruchlastberechnung im Durchstanz-Grundfall werden auf die beschriebene Art von Long /130/ (Grundfall-Methode nach Long und Bond /132/) und von v. d. Beukel /31/ (Grundfall-Methode im Arbeitspapier /31/ angedeutet) erweitert. Auch das Berechnungsverfahren "G1" (s. Abschn. 6.3.2) wird im nachfolgenden Abschnitt 10.3 in der hier erläuterten Weise erweitert.

Um die Möglichkeit zu direkten Vergleichen zwischen den Ergebnissen dieses und des vorangegangenen Abschnittes zu geben, wird nachfolgend in analoger Weise wie im Abschnitt 10.2.2 vorgegangen.

Aus den Gleichungen (10.5) bis (10.7) wird

$$\text{für } e \neq 0 : \quad m_y = F_{yM} \cdot (\bar{k}_F + e \cdot \bar{k}_M) \quad (10.14)$$

$$\text{für } e = 0 : \quad m_y = F_{yMo} \cdot \bar{k}_F \quad (10.15)$$

$$\text{und} \quad \alpha_E = 1 / (1 + e \cdot \bar{k}_M / \bar{k}_F) \quad (10.16)$$

Die Tragfähigkeitsverminderung α_E nach Gl.(10.16) ist davon unabhängig, ob man zu ihrer Ableitung in Gl.(10.14) und (10.15) als kennzeichnenden Biegebeanspruchungszustand, wie oben beispielhaft geschehen, den Zustand ersten Fließens (Moment = m_y) oder den Zustand der ersten örtlichen Tragfähigkeiterschöpfung (Moment = m_u) verwendet.

Als Beispiel seien die mit Gl.(10.16) allgemein angegebenen α_E -Werte explizit berechnet, die man mit den im Anhang A3 für Flachdecken aus der Elastizitätstheorie dünner Platten gewonnenen F/m -Beziehungen erhält. Diese α_E -Werte beschreiben die Tragfähigkeitsabnahmen, die sich aus der Anwendung des Berechnungsverfahrens "G1" auf Fälle ausmittig angreifender Stützenlasten ergeben. Hierauf wird in Abschn. 10.3 noch Bezug genommen werden.

Die zu den F/τ -Beziehungen der Gl.(10.8) und (10.11) analoge F/m -Beziehung erhält man am einfachsten aus Gl.(A3.3) des Anhanges A3.

$$\begin{aligned} 1/\bar{k}_F = F/m &= 2,65 \cdot (1 + 6 \cdot c_q / 0,46 \cdot l_D) \\ &= 2,65 + 35 \cdot c_q / l_D \end{aligned} \quad (10.17)$$

Die zu den M/τ -Beziehungen der Gl.(10.9) und (10.12) analoge M/m -Beziehung folgt aus Gl.(A3.2), indem dort $F=0$ gesetzt wird:

$$1/\bar{k}_M = M/m = c_q/0,21 \quad (10.18)$$

Damit erhält man für Flachdecken :

$$\alpha_E = 1 / (1 + (0,56 + 7,3 \cdot c_q/\ell_D) \cdot e/c_q) \quad (10.19)$$

In analoger Weise erhält man für Fundamente :

$$\alpha_E = 1 / (1 + (0,40 + 7,0 \cdot c_q/\ell_F) \cdot e/c_q) \quad (10.20)$$

Gl.(10.19) geht für $c_q/\ell_D = 0,060$ in die von Moe /147/ für Flachdecken vorgeschlagene Gl.(10.10) über. Dieser Wert, bzw. der entsprechende Wert für Flachdeckenausschnitte (bei kreisförmigen Ausschnitten beispielsweise $c_q/\ell_{Ak} = 0,060/0,46 = 0,130$) liegt im Mittelbereich der c_q/ℓ_D bzw. c_q/ℓ_A -Werte der auswertbaren Versuche. Die Gegenüberstellung der zum Vergleich geeigneten Ansätze (10.19) und (10.10) macht erklärlich, daß Versuchsnachrechnungen sowohl für α_E -Ansätze, die über das Kriterium einer Bruchschubspannung τ_u (Abschn. 10.2.2) gewonnen wurden, als auch für solche α_E -Ansätze, die sich aus biegetheoretischen Ansätzen (Abschn.10.2.3) ergeben, zu guten Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuchen führen können.

10.2.4 Verhältnismerte F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} :

Die in den zwei vorangegangenen Abschnitten durch Beiwerte α_E beschriebenen Sachverhalte lassen sich auch in einer anderen aufschlußreichen Form darstellen, wenn man als zusätzliche Größe das Moment M_{uo} einführt. M_{uo} ist das Moment, das rechnerisch in dem Fall von der Stütze in die Platte eingeleitet werden kann, in dem keine Stützennormalkraft ($F = 0$), sondern nur allein ein Biegemoment von der Stütze in die Platte zu übertragen ist ($M \neq 0$).

Ergänzend zu den Gleichungen (10.5) (Fall $F \neq 0$, $M \neq 0$) und (10.6) (Fall $F \neq 0$, $M = 0$) des Abschn. 10.2.2 gilt für $F = 0$ und $M \neq 0$:

$$\tau_u = \eta \cdot M_{uo} \cdot k_M \quad (10.21)$$

Dividiert man Gl. (10.5) durch τ_u und setzt im ersten Bruch τ_u nach Gl. (10.6) ein und im zweiten Bruch τ_u nach Gl. (10.21), so erhält man:

$$1 = \frac{F_u}{F_{uo}} + \frac{M_u}{M_{uo}} \quad (10.22)$$

Die Gleichung (10.22) läßt sich ebensogut in analoger Weise über die Gleichungen (10.14) und (10.15) des Abschnittes 10.2.3 ableiten, wenn man beachtet, daß die Verhältnismerte F_u/F_{yM} , F_{uo}/F_{yMo} und M_{uo}/M_{yMo} alle drei gleich groß und von der Lastausmittigkeit e unabhängig sind.

Die grafische Darstellung in Bild 10.3 zeigt den linearen Zusammenhang zwischen den Verhältnismerten der Gleichung (10.22).

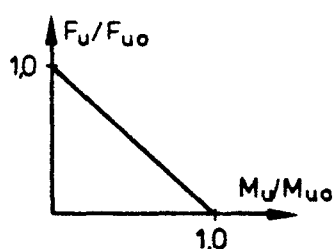


Bild 10.3: Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} nach Gl. (10.22).

(Es sind hierbei F_u und M_u die rechnerischen Schnittgrößen im Stützenkopf beim Durchstanzen und F_{uo} und M_{uo} die Werte für die Fälle mit $M = 0$ bzw. $F = 0$.)

Die Darstellungsweise der Gl. (10.22) bzw. des Bildes 10.3 findet in der Literatur nur selten zur Darstellung der in den Abschn. 10.2.2 und 10.2.3 beschriebenen Ansätze Verwendung. Als besonders geeignet hingegen erweist sich diese Darstellungsweise zur Veranschaulichung von verwandten Berechnungsmethoden, die nicht mehr streng auf den mechanischen Modellen der genannten Abschnitte aufbauen. Als Beispiel seien die Verfahren aus /92/, /106/ und /189/ genannt:

- Kanoh und Yoshizaki /106/ gewannen, wie bereits erwähnt, die Anteile des Gesamtmomentes am Stützenkopf M , die über Querkräfte, Drillmomente und Biegemomente an den einzelnen Teilflächen des von ihnen als maßgebend angesehenen Schnittes übertragen werden, auf experimentellem Wege. Zwar läßt sich auch ihre Theorie im Sinne der Grundidee des Abschn.10.2.2 (Tragfähigkeitsbestimmung über τ_u) deuten, nicht allerdings mit einer mechanisch interpretierbaren Verteilung der Schubspannungen. Da die Autoren überdies in erster Linie das Stützenkopfmoment M_{uo} des reinen Biegemomentenlastfalles ($F = 0$) aus den Experimenten gewannen, bevorzugten sie in ihrer Arbeit die Darstellungsweise nach Gl.(10.22) bzw. Bild 10.3.

- Herzog /92/ verzichtete bei der Entwicklung seines Ansatzes gänzlich auf eine mechanische Interpretierbarkeit. Dafür gab er die Grenzwerte F_{uo} und M_{uo} vor ($F_{uo} = F_u$ nach /91/ wie in Zeile 8 in Tab. 5.1 angegeben; $M_{uo} = m_u \cdot b$ mit m_u als Plattenbiegebruchmoment und b als mitwirkende Breite $b = c_q + 10 \cdot h$). Sodann trug er die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen in ein Diagramm mit den Abszissen F_u/F_{uo} und M_u/M_{uo} ein und leitete aus dem so erhaltenen Bild, in dem die Versuchsergebnisse bezüglich der in Bild 10.3 eingetragenen Geraden auf der sicheren Seite lagen, die Gl.(10.22) als Empfehlung für Bemessungsaufgaben ab.

- Stamencovic /180,190/ führte experimentelle Untersuchungen mit der gleichen Zielsetzung wie Kanoh und Yoshizaki /106/ (s. oben) durch. Für die Plattenbereiche um Innenstützen von Flachdecken kam er im Ergebnis ebenfalls auf die Gl.(10.22). Für Randstützenbereiche bot sich eine Variante der Gleichung (10.22) an, in der die beiden Brüche der Gleichung jeweils quadriert sind.

10.2.5 Ersatztragwerke:

Verschiedentlich wurde der Versuch unternommen, das Durchstanzen - insbesondere bei ausmittiger Stützenbeanspruchung - über ein Ersatzbalkensystem zu erfassen. Hawkins, der selbst ein solches Modell entwickelte (s. /83/ und /85/), schrieb 1974 in /82/ ausführlich über alle bis dahin vorliegenden Berechnungsvorschläge dieser Art. Da diese stark auf das Durchstanzen von Plattenbereichen um Rand- und Eckstützen ausgerichtet sind, wird auf diese Verfahren hier nicht weiter eingegangen.

10.3 Berechnungsvorschlag

Das Berechnungsverfahren "G1" für den Grundfall des Durchstanzens läßt sich, wie bereits im Abschn. 10.2.3 erläutert, unverändert auch auf den Fall ausmittiger Stützenbeanspruchungen anwenden, wenn nur die in Gl.(6.1) einzusetzende Fließlast F_{yM} unter Berücksichtigung der Exzentrizität $e = M/F$ ermittelt wird. Die zur Ermittlung von F_{yM} zu verwendende m/F -Beziehung der Gl.(A3.2) sieht hierzu den Fall ausmittiger Stützenbelastung bereits vor.

Die in dieser Vorgehensweise implizierte rechnerische Tragfähigkeitsabnahme infolge einer Lastausmittigkeit läßt sich zur Veranschaulichung und zur Anwendung auf jede beliebige Berechnungsmethode des Grundfalles auch durch die α_E -Werte nach Gl.(10.19) bzw. Gl. (10.20) darstellen. Ersetzt man in den Gleichungen die Kantenlänge c_q des quadratisch angenommenen Stützenquerschnittes durch den Durchmesser $c_k = \sqrt{4/\pi} \cdot c_q$ des für den Ansatz "G2" vorausgesetzten kreisförmigen Ersatzquerschnittes, so erhält man:

$$\text{Flachdecken: } \alpha_e = 1 / (1 + 0,63 \cdot e/c_k + 7,3 \cdot e/l_D) \quad (10.23)$$

$$\text{Fundamente: } \alpha_e = 1 / (1 + 0,45 \cdot e/c_k + 7,0 \cdot e/l_F) \quad (10.24)$$

Für übliche Abmessungsverhältnisse (Flachdecken: $c_k/l_D = 0,05$, Fundamente $c_k/l_F = 0,08$) gehen beide Gleichungen über in

$$\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k) \quad . \quad (10.25)$$

Die besondere Bedeutung dieses Ansatzes liegt darin, daß er hier zwar über biegetheoretische Verfahren gewonnen wurde, daß er jedoch auch aus dem Kriterium maßgebender Schubspannungen ableitbar ist. Im Prinzip gleicht der Ansatz nämlich dem Moeschen Ansatz (s. Gl.(10.10)), der aus der Theorie linearer Schubspannungsverteilungen gewonnen wurde.

In Tabelle 10.1 sind die statistischen Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen nach den möglichen Berechnungsmethoden zusammengestellt.

α_E nach Gl.!	F_{uo} nach !	n_o !	n !	γ_m !	v !	γ_5 !	γ_{95} !
-	("G1")	79	71	1,18	0,164	0,85	1,61
(10.23u.24)!	"G2"	79	71	1,27	0,163	0,94	1,69
(10.25) !		79	71	1,11	0,157	0,80	1,42

Tabelle 10.1: Statistische Auswertung der γ -Werte der Versuche mit ausmittig angreifenden Stützenlasten für unterschiedliche α_E -Ansätze

$$\gamma = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_E$ = rechnerische Bruchlast

α_E = Beiwert für ausmittige Stützenbelastung

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall

$n_o, n, \gamma_m, v, \gamma_5, \gamma_{95}$ siehe Bezeichnungserläuterungen im Vorspann

Die vergleichsweise hohen Mittelwerte γ_m und Variationskoeffizienten v spiegeln die erwähnten, nicht erklärba- ren geringen Tragfähigkeitsabnahmen einiger Versuche mit ge-

ringen Ausmittigkeiten wider.

Den kaum unterschiedlichen Variationskoeffizienten $v \approx 0,16$ nach, sind die drei Vorschläge als annähernd gleichwertig anzusehen. Der einfacheren Anwendbarkeit wegen ist dem Ansatz der Gl. (10.25) der Vorzug zu geben:

Vorschlag "E": $\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k)$ (10.26)

Bild 10.4 zeigt die gute Übereinstimmung dieses Ansatzes mit Versuchsergebnissen.

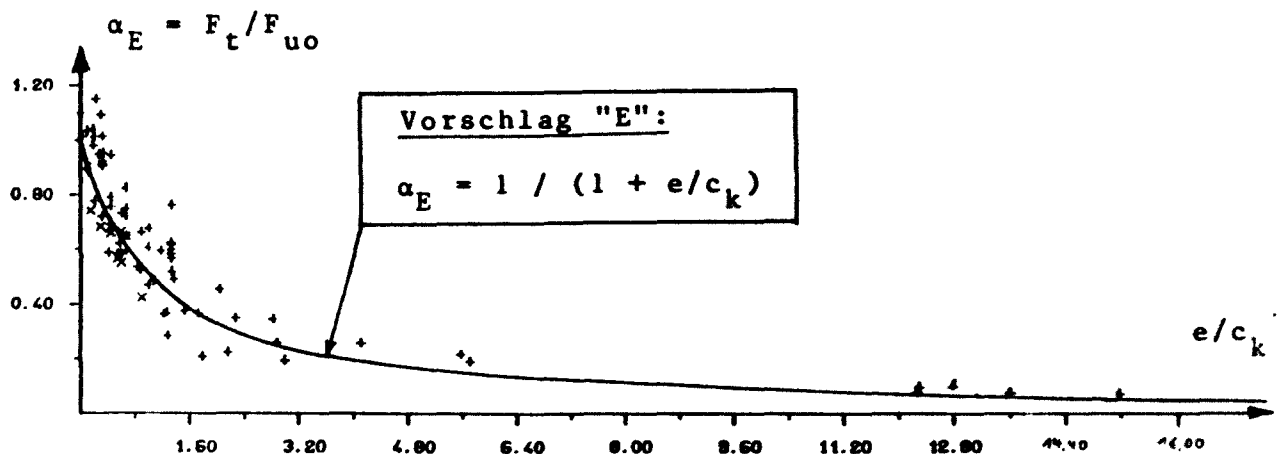


Bild 10.4:

Tragfähigkeitsabnahme $\alpha_E = F_t / F_{uo}$ der Versuche aus Tabelle A1.2 (Platten mit ausmittig angreifender Stützenlast).

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Ausmitte, d. h. $e = 0$), ermittelt nach dem Berechnungsansatz "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl. (6.3))

Die Versuche sind dargestellt als:

- + = Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte (71 Versuche)
- x = Fundamente (8 Versuche)

10.4 DIN 1045

Fast alle namhaften ausländischen Stahlbetonvorschriften enthalten seit langem (die US-Stahlbetonbestimmungen beispielsweise bereits seit 1963) detaillierte Angaben über die rechnerisch anzusetzende Tragfähigkeitsabnahme bei ausmittiger Stützenbeanspruchung; die Verfahren basieren im allgemeinen auf der in Abschn. 10.2.2 geschilderten Grundidee.

Die DIN 1045 von 1978 dagegen schreibt im Abschn. 22.5.1.1 lediglich ganz allgemein vor, daß Stützenlastausmittigkeiten zu berücksichtigen sind. Wie dies zu geschehen hat, wird nicht gesagt. Auch in der deutschen Fachliteratur findet man hierzu keine Vorschläge.

Nähere Angaben enthält die DIN 1045 lediglich für Decken, die die Voraussetzungen zur Anwendung des im Heft 240 des DAfStb /2/ angegebenen Näherungsverfahrens zur Biegemomentenermittlung erfüllen. In diesen Fällen darf beim Durchstanznachweis für Innenstützen auf eine Berücksichtigung von Stützenlastausmittigkeiten verzichtet werden.

Für Fundamente unter ausmittigen Stützenlasten verlangt der Abschn. 2.5.2.2 des Heftes 240, die Regelung der DIN 1045 für Randstützen unter Decken, die die oben genannten Voraussetzungen erfüllen, zu "beachten". Die zitierte Regelung besagt, daß die Tragfähigkeitsabnahme unabhängig vom Betrag der im Einzelfall vorliegenden Ausmittigkeit mit $\alpha_E = 1/1,4 = 0,71$ angenommen werden darf.

Es ist offensichtlich, daß die derzeit bestehenden Regelungen recht unbefriedigend sind. Es wird deshalb empfohlen, den Festwert $\alpha_E = 0,71$ durch den von der Ausmittigkeit e abhängigen α_E -Wert des Ansatzes "E" zu ersetzen:

$$\alpha_E = 1 / (1 + e/c_k) \quad (\text{s. Gl. (10.26)})$$

11 Aussparungen in Stützennähe

11.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Bild 11.1 zeigt den Stützenbereich einer Deckenplatte mit Aussparungen, wie sie üblicherweise vorgesehen werden, wenn vertikal an den Stützen verlegte Versorgungsleitungen durch Deckenplatten hindurch geführt werden müssen. Die DIN 1045 bezeichnet solche Aussparungen als Deckendurchbrüche, die CEB-Mustervorschrift als Plattenöffnungen.

Die im Bild vermerkten Typenbezeichnungen "M", "E" und "S" kennzeichnen unterschiedliche Arten von Aussparungen:

"M" = quadratische Aussparungen an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes

"E" = quadratische Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes

"S" = sonstige Aussparung

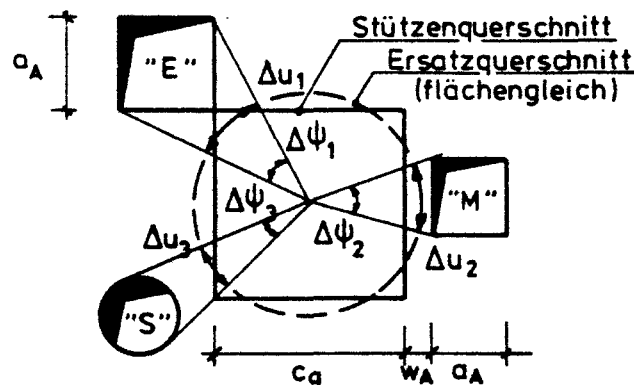


Bild 11.1:
Aussparungen
in Stützennähe

Folgende ergänzenden Bezeichnungen zur Beschreibung der Aussparungen werden eingeführt:

$u_o = \pi \cdot c_k$ = Gesamtumfang des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes

$u_A = \sum \Delta u$ = Summe der auf Aussparungen entfallenden Teile des Umfangs

$u_w = u_o - u_A$ = verbleibender wirksamer Umfang

$\psi_o = 360^\circ$ = Gesamtwinkel

$\psi_A = \sum \Delta\psi$ = Summe der auf Aussparungen entfallenden Teile
des Gesamtwinkels

$\psi_w = \psi_o - \psi_A$ = verbleibender wirksamer Winkel

Des weiteren werden folgende ideelle Winkel definiert:

ψ_{Ai} = rechnerisch anzusetzender, ideeller Winkel der Aussparungen nach Gl.(11.3)

ψ_{wi} = rechnerisch ansetzbarer, ideeller wirksamer Winkel nach Gl. (11.4)

In den Tabellen A1.3 und A1.4 (s.Anhang A1) sind für die Aussparungstypen "M" und "E" die Zusatzdaten a_A , w_A , ψ_w und ψ_{wi} all der Versuche zusammengestellt, die, würde man von den in Stützennähe angeordneten Aussparungen absehen, dem Grundfall des Durchstanzens zuzuordnen wären. Entsprechende Versuche zum Typ "S", d.h. zu Aussparungen, die keinem der beiden vorgenannten Typen zugeordnet werden können, sind aus der Literatur nicht bekannt. Neben den Versuchen mit Aussparungen sind in den Tabellen auch die den jeweiligen Versuchsberichten entnehmbaren Vergleichsversuche ohne Aussparungen mit aufgeführt.

Hinsichtlich der Bewehrungsführung wird vorausgesetzt, daß die bei gleichmäßiger Bewehrungsverteilung ($\mu = \mu_m$) auf die Aussparungen entfallenden Bewehrungsstäbe neben die Aussparungen verlagert werden. Bei Aussparungen an den Querschnittsecken (Typ "E") wird dabei mindestens 70% der Bewehrung direkt durch den Stützenanschluß geführt und maximal 30% auf der dem Stützenanschluß abgewandten Seite der Aussparungen verlegt. Alle Versuche nach Tab. A1.3 und A1.4 erfüllen diese Bedingung.

Horizontale Aussparungen:

Platten mit horizontal geführten Leerrohren für Versorgungsleitungen sind nicht Thema dieses Abschnittes. Hanson /77/ führte hierzu Versuche durch und empfiehlt, die Leerrohre mindestens $2 \cdot d$ vom Stützenrand entfernt zu verlegen.

11.2 Berechnungsvorschlag

11.2.1 Tragverhalten

Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse von Moe /147/ zeigen, daß die Anordnung von stütznahen Aussparungen keinen erkennbaren Einfluß auf das Riß- und Verformungsverhalten der Stützenbereiche von Flachdecken hat.

Es darf somit davon ausgegangen werden, daß der aus Biegung herrührende Beanspruchungszustand durch Aussparungen nicht merklich beeinflusst wird. Diese Feststellung steht im Einklang mit den Überlegungen, die im Abschn. 6.5.2 bei der Erörterung des Einflusses der Stahlstreckgrenze β_s und einer eventuellen Bewehrungskonzentration über der Stütze angestellt wurden; es wurde dargestellt, daß der Biegebeanspruchungszustand am Anschnitt zur Stütze im wesentlichen durch das Trag- und Verformungsverhalten des gesamten Stützenbereiches bestimmt wird und daß örtlich eng begrenzte Veränderungen deshalb kaum von Bedeutung sind.

Anders verhält es sich hinsichtlich der Querkräfte. Diese müssen aus Gleichgewichtsgründen bei Aufintegration über jeden um die Stütze geführten Schnitt gleich der Stützenlast F sein. Solange die Aussparungen symmetrisch angeordnet sind und ihre Größen gewisse Grenzen nicht überschreiten, darf von einer annähernd gleichmäßigen Verteilung der Plattenquerkräfte auf den Restteil eines umlaufenden Schnittes ausgegangen werden, der nach Abzug der auf die Aussparungen entfallenden Teilflächen verbleibt ($q = Q/u_w$). Die Querkraftbeanspruchung nimmt demnach mit dem Verhältnis u_o/u_w (Gesamtumfang des Schnittes / wirksamer Restumfang) zu.

Für das Durchstanzen sind die Biege- und Querkraftbeanspruchungen direkt an der einspringenden Kante zum Stützenanschluß maßgebend. Der maßgebende Schnitt ist demnach direkt um den Stützenanschluß zu führen. Wegen des weitge-

hend rotationssymmetrischen Bruchbildes beim Durchstanzen ist es sinnvoll, quadratische Stützenanschlüsse rechnerisch durch kreisförmige Stützenanschlüsse gleicher Querschnittsfläche zu ersetzen.

Zur Festlegung des wirksamen Umfanges liegt es nahe, diesen entsprechend Bild 11.1 über die Projektion der Aussparungen vom Stützenzentrum aus auf den Umfang festzulegen. Die Zunahme der Querkraftbeanspruchungen, die oben durch das Verhältnis u_o/u_w beschrieben wurde, läßt sich dann allgemeingültiger - weil von der Lage des umlaufenden Kreischnittes unabhängig - durch das Verhältnis ψ_o/ψ_w (Winkel des Gesamtumfanges / wirksamer Winkel) angeben.

Bei Decken mit Aussparungen in Stützennähe läßt sich die zu erwartende Traglast allgemein darstellen als:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_A \quad (11.1)$$

Hierbei ist F_{uo} die rechnerische Bruchlast einer vergleichbaren Flachdecke ohne Aussparungen, und der Beiwert α_A gibt die Tragfähigkeitsminderung infolge der Aussparungen an.

11.2.2 Untere Grenze der Tragfähigkeit

Eine untere Grenze für α_A erhält man, wenn man annimmt, daß das Durchstanzen allein infolge Querkrafteinwirkung eintritt. Entsprechend der Querkrafterhöhung um den Faktor ψ_o/ψ_w ergibt sich für diesen Fall eine Tragfähigkeitsabnahme von $\alpha_A = \psi_w/\psi_o$. Da jedoch auch stets Biegebeanspruchungen wirksam sind, und sich diese infolge der Aussparungen nicht im selben Maße erhöhen wie die Querkraftbeanspruchungen, muß für die rechnerische Tragfähigkeitsabnahme immer gelten:

$$\alpha_A > \psi_w/\psi_o = 1 - \psi_A/\psi_o \quad (11.2)$$

11.2.3 Unsymmetrische Aussparungen

Für Fälle, in denen die Aussparungen, auf die Stützenachse bezogen, nicht symmetrisch angeordnet sind, werden in der Literatur verschiedentlich (u.a. in /78/, /177/, /191/) Vorschläge gemacht, die von der Annahme linearer Schubspannungsverteilungen im maßgebenden umlaufenden Schnitt ausgehen. Fläche und Widerstandsmoment der Schnittfläche werden unter Berücksichtigung der durch die Aussparungen bedingten Fehlflächen ermittelt, und der Abstand zwischen dem Schwerpunkt der als wirksam erachteten Schnittfläche und dem Schwerpunkt des Stützenquerschnittes fließt als Lastexzentrizität e in die Berechnung ein. Zum Grundgedanken dieser Vorgehensweise sei auf Abschn. 10.2.2 verwiesen.

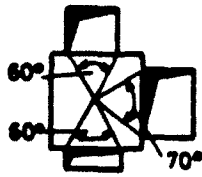
Die beschriebene Vorgehensweise ist wegen der fehlenden Berücksichtigung der für das Durchstanzen als wesentlich erkannten Wirkung der Biegebeanspruchungen mechanisch unbefriedigend und überdies rechentechnisch sehr aufwendig. Es wird deshalb eine wesentlich einfachere Methode zur Berücksichtigung von Asymmetrien in der Anordnung von Aussparungen empfohlen. Versuchsnachrechnungen zeigen, daß es in grober Näherung offensichtlich ausreichend ist, solche Aussparungen, denen ein symmetrisches Gegenüber fehlt, mit einer 1,5-fachen Wertigkeit zu berücksichtigen. Damit geht die Summe ψ_A der auf die Aussparungen entfallenden Teile des umlaufenden Winkels über in einen entsprechenden ideellen Wert ψ_{Ai} :

$$\psi_{Ai} = 1,0 \cdot \sum \Delta\psi_{\text{Symm.}} + 1,5 \cdot \sum \Delta\psi_{\text{Asymm.}} \quad (11.3)$$

Analog wird ein rechnerisch anzusetzender ideeller wirksamer Winkel ψ_{wi} definiert:

$$\psi_{wi} = \psi_o - \psi_{Ai} \quad (11.4)$$

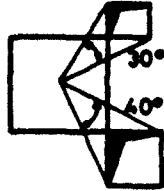
Die Berechnung von ψ_{Ai} ist in Bild 11.2 für zwei Beispiele vorgeführt.



(a) Beispiel für Aussparungstyp "M"

$$\psi_A = 2 \cdot 60 + 70 = 190^\circ$$

$$\psi_{A1} = 2 \cdot 60 + 1,5 \cdot 70 = 225^\circ$$



(b) Beispiel für Aussparungstyp "E"

$$\psi_A = 30 + 40 = 70^\circ$$

$$\psi_{A1} = 1,5 \cdot (30 + 40) = 105^\circ$$

Bild 11.2: Ermittlung des tatsächlichen (ψ_A) und des ideellen (ψ_{A1}) Winkels der Aussparungen

Die mit der Ungleichung (11.2) beschriebene untere Grenze der Tragfähigkeitsabminderung α_A stellt sich bei Verwendung der ideellen anstelle der tatsächlichen Winkel nunmehr dar als:

$$\alpha_A = \psi_{w1} / \psi_0 = 1 - \psi_{A1} / \psi_0 \quad (11.5)$$

11.2.4 Versuchsnachrechnungen

(1) Aussparungstyp "M" (Aussparungen an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes):

Aus der Geometrie ergeben sich als Zwangswerte

$$\alpha_A(\psi_{A1} = \psi_A = 0) = 1$$

und
$$\alpha_A(\psi_{A1} \rightarrow 360^\circ) = 0$$

Zwischen den beiden Punkten muß die Kurve oberhalb der unteren Grenze der Gleichung (11.5) verlaufen.

In Bild 11.3a sind die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen dargestellt.

(2) Aussparungstyp "E" (Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes):

In diesem Falle sind als Zwangswerte gegeben:

$$\alpha_A(\psi_{A1} = \psi_A = 0) = 1$$

und
$$\alpha_A(\psi_{A1}/\psi_0 \approx 0,70) \rightarrow F_{Bu}/F_{Pu} \approx 0,60$$

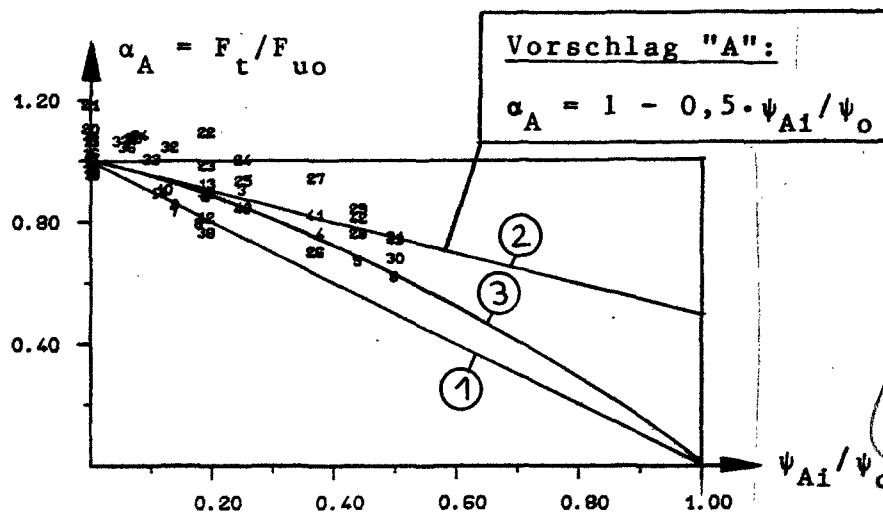
Der Quotient $F_{Bu}/F_{Pu} \approx 0,60$ entstammt dem Abschnitt 8.3.2 und beschreibt die Tragfähigkeitsabnahme, die rechnerisch zu erwarten ist, wenn man den Stützenbereich einer Flachdecke (Bruchlast F_{Pu}) durch ein Balkenkreuz (Bruchlast F_{Bu}) ersetzt, indem man Aussparungen mit Kantenlängen gleich der 1,5-fachen Kantenlänge des Stützenquerschnittes anordnet. Aussparungen dieser Abmessungen wurden als größte Plattenöffnungen in Versuchen geprüft (Vers. Nr. 29 und 33 in Tab. A1-3). Der auf die Aussparungen entfallende Anteil des umlaufenden Winkels beträgt bei solchen Platten $\psi_A/\psi_0 = \psi_{A1}/\psi_0 \approx 0,70$. Durch Umlagerung der für die Aussparungsbereiche vorgesehenen Bewehrung in die entstandenen Balken zwischen den Aussparungen erhöht sich der Bewehrungsprozentsatz auf den 4-fachen Wert. Damit ist nach Abschn. 8.3.2 (Gl. (8.2) und (8.3) für das entstandene Balkenkreuz eine Tragfähigkeit von $F_{Bu} = 0,37 \cdot \sqrt[3]{4} \cdot F_{Pu} \approx 0,60 \cdot F_{Pu}$ zu erwarten.

In Bild 11.3b sind die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen dargestellt.

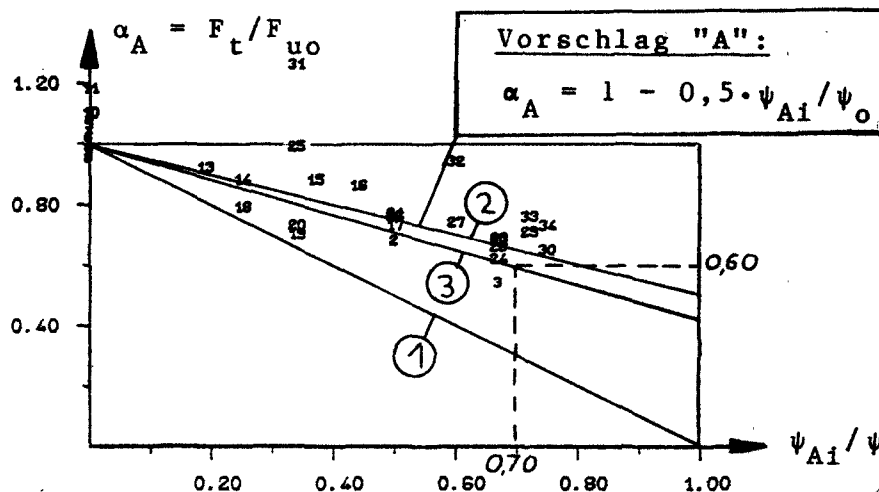
(3) Aussparungstyp "S" (sonstige Aussparungen):

Versuche zu diesem Typ sind, wie bereits erwähnt, aus der Literatur nicht bekannt.

Die Versuchsnachrechnungen (s. Bild 11.3a und 11.3b) zeigen, daß aus der Bruchtheorie des Abschnittes 6 zutreffende untere Grenzen und Zwangspunkte für die α_p -Werte abgeleitet wurden. Diese Feststellung darf als eine weitere Bestätigung für die Brauchbarkeit der Bruchtheorie angesehen werden.



(a) Aussparungstyp "M" (1 bis 4 Aussparungen an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes)



(b) Aussparungstyp "E" (1 bis 4 Aussparungen an den Ecken des Stützenquerschnittes)

Bild 11.3: Tragfähigkeitsabnahme $\alpha_A = F_t / F_{uo}$ der Versuche aus Tabelle A1.3 und A1.4 (Platten mit Aussparungen)

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Aussparungen, d.h. $\psi_{Ai} = \psi_A = 0$), ermittelt nach "G2" (Gl.(6.3))

① untere Grenze:

$$\alpha_A = 1 - (\psi_{Ai} / \psi_o) \quad (\text{wie Gl.(11.5)})$$

② optimale Gerade:

$$\alpha_A = 1 - 0,5 \cdot (\psi_{Ai} / \psi_o) \quad (\text{wie Gl.(11.6)})$$

③ Kurve, die die Randbedingungen erfüllt

Die angegebenen Nummern sind die laufenden Versuchsnummern nach Tab. A1.3 bzw. A1.4.

11.2.5 Berechnungsvorschlag

Zur Traglastberechnung wird der Ansatz der Geraden ② nach Bild 11.3 vorgeschlagen:

Vorschlag "A": $\alpha_A = 1 - 0,5 \cdot \psi_{A1}/\psi_0$ (11.6)

Der Ansatz zeigt zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen Theorie und Versuch. Die vorgegebenen Zwangswerte für $\psi_{A1}/\psi_0 = 1,00$ bzw. $0,70$ sind mit dem Ansatz zwar nicht erfüllt; dies ist jedoch unbedenklich, da sich die Geraden des Ansatzes im Bereich möglicher ψ_{A1}/ψ_0 -Werte nicht sehr stark von den die Zwangswerte erfüllenden Kurven ③ unterscheiden. Der Vorteil der gewählten Geraden ② liegt in ihrer Gleichartigkeit für die beiden untersuchten Aussparungstypen. Eine Unterscheidung nach Aussparungstypen kann mithin entfallen.

11.3 DIN 1045

Während bereits 1960 Kinnunen und Nylander in ihrer seinerzeit besonders in den CEB-Kommissionen vielbeachteten Arbeit /110/ als Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Aussparungen die untere Grenze nach Gl.(11.2) als Berechnungsansatz empfahlen und dieser Ansatz auch u.a. in der CEB-Mustervorschrift /8/, der britischen Vorschrift /10/ und in den US-Stahlbetonbestimmungen /12/ (bereits in der Fassung 1963!) vorgeschrieben wird, geht die DIN 1045 für Aussparungen in Stütznähe grundsätzlich andersartig vor.

Die DIN 1045 legt zunächst Grenzen für die bauliche Ausführung fest, die so vorsichtig gewählt sind, daß sie Aussparungen in der üblicherweise zum Verlegen von Lüftungsleitungen erforderlichen Größe nahezu verbieten. So dürfen beispielsweise bei rechteckigen Stützen Aussparungen nur in den mittleren Dritteln der Seitenlängen und nur jeweils an

zwei gegenüberliegenden Seiten angeordnet werden. Allein diese Regelung bedeutet für quadratische Stützenquerschnitte eine Begrenzung des zulässigen Winkels ψ_A auf Werte unter 74° . Dies kommt einem maximal zulässigen Wert von $\psi_{Ai}/\psi_o = 0,205$ gleich, einem Wert also, bei dem die Tragfähigkeitsabnahme nach Bild 11.3 auch im ungünstigsten Fall nicht mehr als 20 % beträgt.

Auf die Diskussion der weiteren im Abschn. 22.6 der DIN 1045 festgelegten Begrenzungen der konstruktiv zulässigen Aussparungsgrößen und -abstände soll hier verzichtet werden. Lediglich der von der DIN festgelegte Abminderungsfaktor α_A der Tragfähigkeit sei hier noch vorgestellt:

$$\alpha_A = \frac{1}{1 + 2 \cdot A_A/A_{st}} \quad (11.7)$$

$$< 0,667$$

mit A_A = Summe der Aussparungsflächen in der Aufsicht
 A_{st} = Querschnittsfläche der Stütze

Nach Gl. (11.7) bewirken beispielsweise zwei längliche Aussparungen, von denen eine am Stützenrand in Radial-, die andere in Ringrichtung angeordnet ist, gleich große Tragfähigkeitsverminderungen gegenüber einer vergleichbaren Decke ohne Aussparungen. Es ist nicht einsichtig und wird auch in der Fachliteratur nirgends vertreten, daß die Wirkung der Aussparungen von ihrer Grundrißfläche abhängig sein soll.

Die nach heutigen Erkenntnissen nicht notwendige Vorsicht der DIN 1045 beruht vermutlich auf den Ergebnissen spannungsoptischer Untersuchungen. Franz und Rabe /58/ stellten fest, daß aufgrund einer Art Kerbwirkung bereits kleine Aussparungen erhebliche Vergrößerungen der Hauptzugspannungen in einem monolithischen und ungerissenen Flachdeckenmodell hervorrufen, und empfahlen deshalb, in Stahlbetonflachdecken die zulässigen Schubspannungen im Rundschnitt um die Stütze bereits bei kleinen Aussparungen um 33% bis

50 % zu reduzieren.

Diese Überlegungen übersehen, daß die erhöhten Betonzugspannungen und in der Folge die frühen Rißbildungen an den Aussparungsrändern für die Durchstanztragfähigkeit ohne Bedeutung sind, denn die Zugkräfte können nach dem Aufreißen des Betons durch die üblicherweise neben den Aussparungen verstärkt angeordnete Bewehrung der Platte aufgenommen werden. Die Versagensursache liegt nicht darin, daß der Beton ihm zugeordnete Zugkräfte nicht aufzunehmen vermag, sondern sie liegt im Versagen der schrägen Betondruckstrebe am Anschnitt zur Stütze. Diese Druckkräfte nehmen jedoch aufgrund des Gesamtverformungsverhaltens der Platte längst nicht in dem Maße zu wie die Hauptzugspannungen im Spannungsoptischen Modell. Und selbst wenn örtlich Druckspannungsspitzen aus einer Art Gewölbewirkung auftreten, so führen diese wegen der möglichen plastischen Verformungen und der erhöhten Betonfestigkeit unter mehraxialer Druckbeanspruchung kaum zu merklichen Tragfähigkeitsminderungen.

Zur Verbesserung der DIN 1045 wird ein Abminderungsfaktor vorgeschlagen, der der unteren Grenze nach Gl.(11.2) entspricht:

$$\boxed{\alpha_A = 1 - \psi_A / \psi_0} \quad (11.8)$$

mit ψ_A und ψ_0 nach Bild 11.1 und den dortigen Erläuterungen.

Der Vorschlag liegt auf der sicheren Seite, ist einfach zu handhaben und hat sich bereits seit langem in anderen nationalen Bauvorschriften bewährt.

Hinsichtlich der konstruktiven Gestaltung der Stützenanschlußbereiche gelten die im vorletzten Absatz des Abschnittes 11.1 aufgeführten Voraussetzungen.

12 Schubbewehrung

12.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Die Tragfähigkeit von Decken und Fundamenten der bisher behandelten Arten hängt ab von den Platten- und Stützenabmessungen, von der Menge und der statischen Nutzhöhe der Biegezugbewehrung und von der gewählten Betongüte. Will man aus architektonischen oder ausführungstechnischen Gründen an den genannten Größen nichts ändern, dennoch aber eine höhere Tragfähigkeit erreichen, so ist man gezwungen, sogenannte Schubverstärkungen einzubauen.

In diesem Abschnitt werden allein Schubverstärkungen in Form von Bewehrungsstäben behandelt. Die möglichen Ausführungsformen sind in den Bildern 12.1a und 12.1b dargestellt.

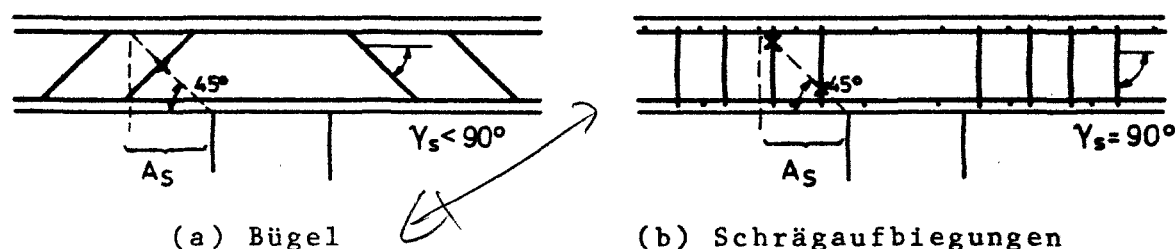


Bild 12.1: Stützenbereiche mit Schubbewehrung

Zur Beschreibung der Schubbewehrung sind in Bild 12.1 zwei Größen eingetragen:

A_S = Querschnitt der Bewehrungsstäbe, die die Ebene eines unter 45° geneigt angenommenen Bruchrisses schneiden

γ_S = Neigungswinkel der Bewehrungsstäbe

Mit β_S als Streckgrenze des Bewehrungsstahls erhält man die rechnerisch in vertikaler Richtung maximal aufnehmbare Komponente der Fließkraft F_{Su} als

$$F_{Su} = A_S \cdot \beta_S \cdot \sin \gamma_S \quad (12.1)$$

Zur vollständigen Beschreibung der Schubbewehrung gehören noch eine ganze Reihe weiterer Angaben, die sich jedoch leider wegen der Vielzahl der Möglichkeiten als ungeeignet zur Datenerfassung für elektronische Versuchsnachrechnungen erwiesen. Hierzu gehören:

- Abstand und Verteilung der Schubbewehrung in radialer und in Ringrichtung (Abstand des innersten Stabes von der Stütze, Abstände untereinander).
- Anordnung von Schubbewehrungsstäben außerhalb des Bereiches des unter 45° geneigt angenommenen Bruchrisses.
- Ausführung der Bewehrungsstäbe (Biegeform, Verankerung, Lage in bezug auf die Biegezugbewehrung).

In den Tabellen A1.5 (Bügel) und A1.6 (Schrägaufbiegungen) sind die Werte A_S , β_S , γ_S und F_{Su} von 103 Versuchen wiedergegeben, die aus 20 Berichten über experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen schubbewehrter Platten entnommen werden konnten. Die Tabellen enthalten nur die Daten solcher Versuche, die sich allein durch die Anordnung einer Schubbewehrung von Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens unterscheiden.

12.2 Versuchsauswertungen

12.2.1 Versuchsbeobachtungen

12.2.1.1 Biegebeanspruchungszustand

Vergleicht man Rißbildung, Durchbiegungen, Betonstauchungen und Dehnungen der Biegezugbewehrung eines Versuchskörpers mit und eines Vergleichskörpers ohne Schubbewehrung, so stellt man bis zum Erreichen der Bruchlast des Vergleichskörpers kaum nennenswerte Unterschiede fest. Während

der weiteren Laststeigerung um ca. 10 % bis 50 % bis zum Bruch des schubbewehrten Prüfkörpers setzen sich die genannten, im wesentlichen den Biegebeanspruchungszustand beschreibenden Vorgänge weitgehend kontinuierlich fort (Bild 12.2). Die zugelegte Schubbewehrung erhöht die Plattensteifigkeit nur sehr geringfügig. Dies gilt besonders für sehr schlanke Platten, da bei ihnen der schubverstärkte Bereich im Verhältnis zur Gesamtfläche der Platte relativ klein ist. Wegen der stark überproportionalen Zunahme der Verformungen in höheren Lastbereichen sind trotz der genannten nur 10- bis 50 %-igen Traglaststeigerungen Verformungszunahmen bis zu 100 % zu verzeichnen.

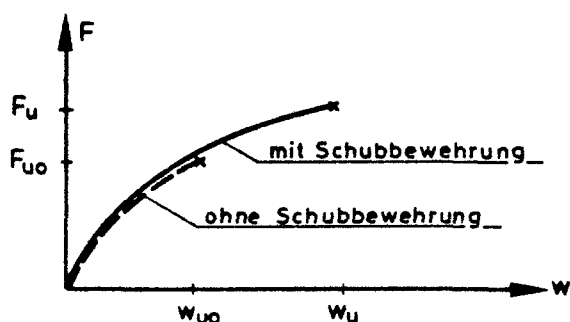


Bild 12.2:

Verformungen w in Abhängigkeit der Stützenlast F .

Der Index u kennzeichnet den Bruchzustand, der Zusatzindex o die nicht schubbewehrte Vergleichsplatte.

12.2.1.2 Dehnungen der Schubbewehrung

Von Bedeutung für Rückschlüsse auf den Trag- und Bruchmechanismus sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an den Schubbewehrungsstäben. Die Kraft-Dehnungs-Diagramme (siehe u. a. für Flachdecken in /15/, /40/, /55/, /56/ und /151/, für Fundamente in /46/) zeigen qualitativ sehr ähnliche Verläufe wie die entsprechenden Kurven der Biegezugbewehrung nach Bild 3.11 (s. Abschn. 3.5.6). Bild 12.3 zeigt dies anschaulich am Beispiel eines Fundamentes mit Schrägaufbiegungen. Meßstelle 4 und in gewisser Weise Meßstelle 1 messen Dehnungen der Biegezugbewehrung, Meßstelle 2 und 3 messen Dehnungen der Schubbewehrung.

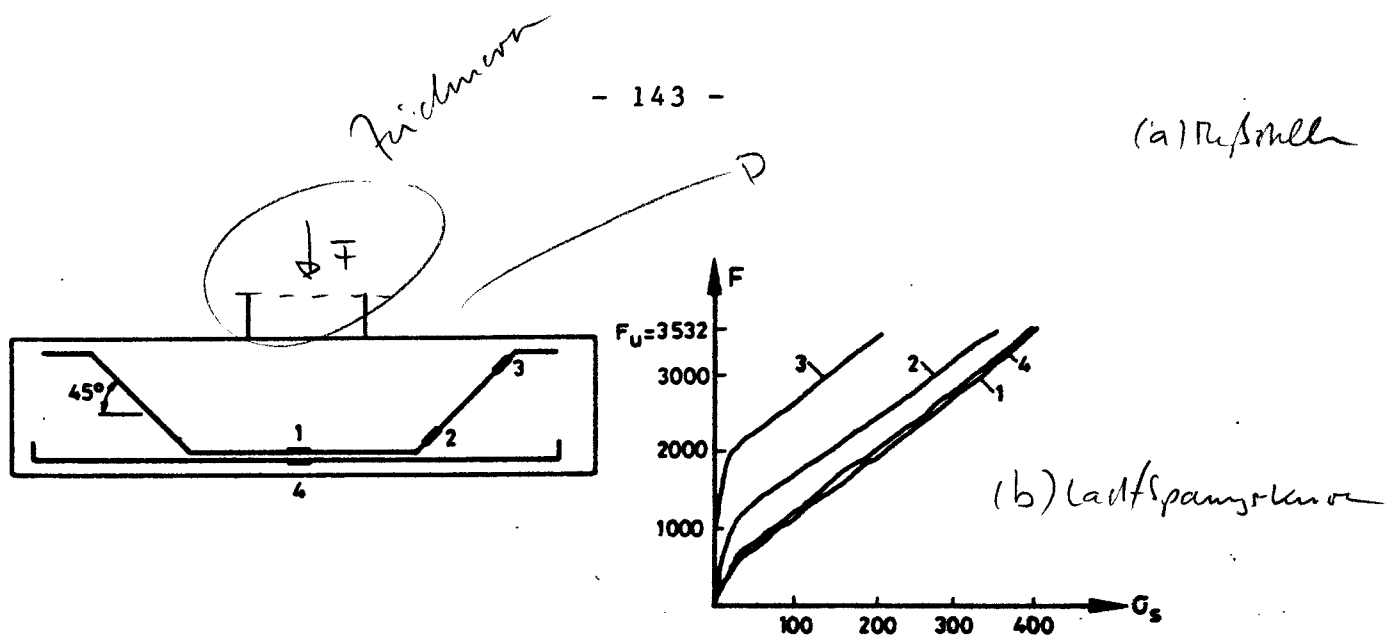


Bild 12.3: Stahlspannungen im Versuchsfundament S-15 aus /46/, entnommen dem dortigen Bild 4.43

Bei Bügeln ist das Bild nicht wesentlich anders, wenn auch die Kurven hier mit zunehmendem Abstand der lotrechten Bewehrungsstäbe vom Stützenzentrum erst unter höheren Lasten abknicken. Letzteres hat sicherlich seine Ursache darin, daß die Knickpunkte der Kurven das Aufreißen des Betons widerspiegeln. Der Rißbildungsprozeß beginnt im Stützenzentrum und erfaßt deshalb die stets außerhalb des Zentrums angeordneten Bügel erst später als die schräg aufgebogenen Bewehrungsstäbe, die üblicherweise das Stützenzentrum durchlaufen. Im Gegensatz zu Dieterle /46/, der auch in Versuchen an bügelbewehrten Fundamenten die gleichen Neigungen der σ_s -F-Kurven erhielt wie in einem Vergleichsversuch mit Schrägaufbiegungen, stellten Franz /55/ und Andersson /15/ für lotrechte Schubzulagen deutlich geringere Dehnungs- bzw. Spannungszunahmen nach dem Überschreiten der Rißlast fest als für geneigte Schubbewehrungsstäbe.

Für alle Ausführungsformen von Schubbewehrungen gilt, daß nur in ganz vereinzelten Fällen bis zum Erreichen der Bruchlast Dehnungen gemessen wurden, die auf Fließen der Schubbewehrung hindeuteten.

12.2.1.3 Bruchbild

Einen weiteren Anhaltspunkt zum wirksamen Trag- und Bruchmechanismus geben Lage und Neigung der Bruchrisse. Direkte Angaben hierzu fehlen leider in manchem Versuchsbericht. Häufig konnte nur aus den Rißbildern an der Biegezugseite der Verlauf des Bruchrisses im Betoninneren abgeschätzt werden. Bild 12.4 zeigt mögliche Bruchbilder.

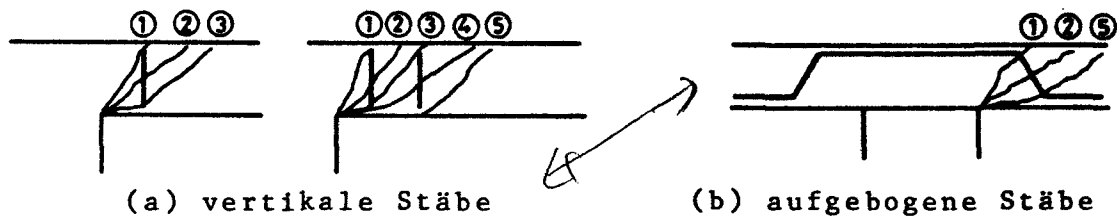


Bild 12.4: Mögliche Bruchrisse bei verschiedenen Arten der Schubbewehrung

Alle Bruch- bzw. Rißbilder der Berichte deuten darauf hin, daß nur bei vergleichsweise sehr schwacher Schubbewehrung oder außerordentlich guter Durchsetzung des gefährdeten Plattenbereiches mit Schubbewehrung der Bruchriß Schubbewehrungsstäbe kreuzt (Rißformen 2 und 4 in Bild 12.4). Im Normalfall hingegen klammert die Schubbewehrung entsprechende Risse so zusammen, daß die Tragfähigkeit hinsichtlich dieser Bruchformen größer wird als die der benachbarten Risse, die zwar der Neigung (Rißform 1 und 3) oder der Lage (Rißform 5) nach im Vergleich zu den Rißformen 2 und 4 höhere Tragfähigkeiten erwarten lassen, die jedoch letztlich wegen der bei ihnen fehlenden Verklammerung maßgebend werden.

Der beschriebene Umstand läßt erkennen, daß für die durch eine Schubbewehrung erreichte Tragfähigkeitssteigerung weniger der Gesamtquerschnitt der Bewehrung als die konstruktive Ausbildung dieser Bewehrung (Lage, Verteilung, Neigung, Biegeform) von Bedeutung ist. Dies ist sicherlich die Hauptursache dafür, daß Versuchsnachrechnungen, in denen die Schubbewehrung allein durch die Parameter A_S , β_S und γ_S in die rechnerische Bruchlast einfließt, stets vergleichsweise große Streuungen aufweisen.

12.2.2 Versuchsnachrechnungen

Die durch die Anordnung einer Schubbewehrung erreichte Tragfähigkeitssteigerung wird durch einen Faktor α_S ausgedrückt:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_S \quad (12.2)$$

Hierbei ist F_u die rechnerische Bruchlast der schubbewehrten Platte und F_{uo} die entsprechende Bruchlast einer vergleichbaren Platte ohne Schubbewehrung.

In den Bildern 12.5a und 12.5b sind die α_S -Werte der Versuche aus den Tabellen A1.5 und A1.6 aufgezeichnet. Als Abszisse wurde der Verhältniswert F_{Su}/F_{uo} gewählt, wobei F_{Su} die Vertikalkomponente der Fließkraft der Schubbewehrung nach Gl. (12.1) ist.

Bild 12.5 läßt deutlich erkennen, daß durch die Zulage einer Schubbewehrung im allgemeinen Tragfähigkeitsteigerungen von 0 bis ca. 50 % erreicht werden, in einzelnen Fällen auch noch wesentlich mehr. Setzt man die erreichten Werte Versuch für Versuch in Beziehung zur jeweiligen konstruktiven Ausbildung der Schubbewehrung, so eröffnen sich sehr deutlich folgende Zusammenhänge:

- (1) Schubzulagen, deren wirksame Stäbe lotrecht stehen ($\gamma_S = 90^\circ$) und deren Schenkel in Ringrichtung angeordnet sind, bewirken maximal Tragfähigkeitsteigerungen von ca. 10 %. Je gleichmäßiger die Zulagen im Plattenbereich um den Stützenanschluß verteilt sind, desto besser ist die Wirkung der Schubbewehrung.
- (2) Schubzulagen mit lotrecht stehenden wirksamen Stäben und horizontalen Schenkeln, die radial verlaufen und dabei die Ebene eines möglichen Bruchrisses kreuzen, bewirken - vermutlich wegen der rißverklammernden Wirkung der radialen Schenkel - etwas höhere Tragfähigkeitssteigerungen als Schubzulagen nach (1).

- 146 -

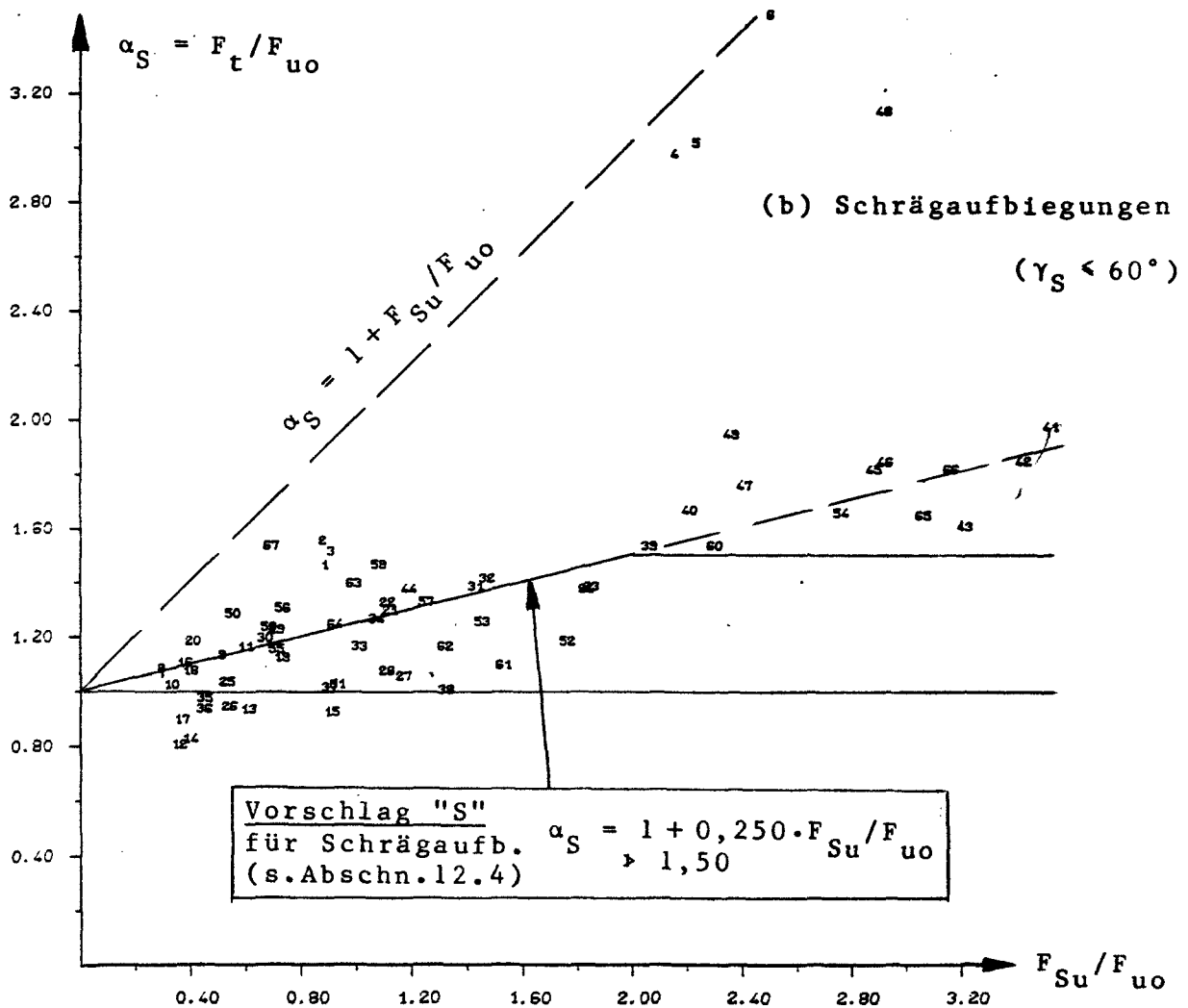
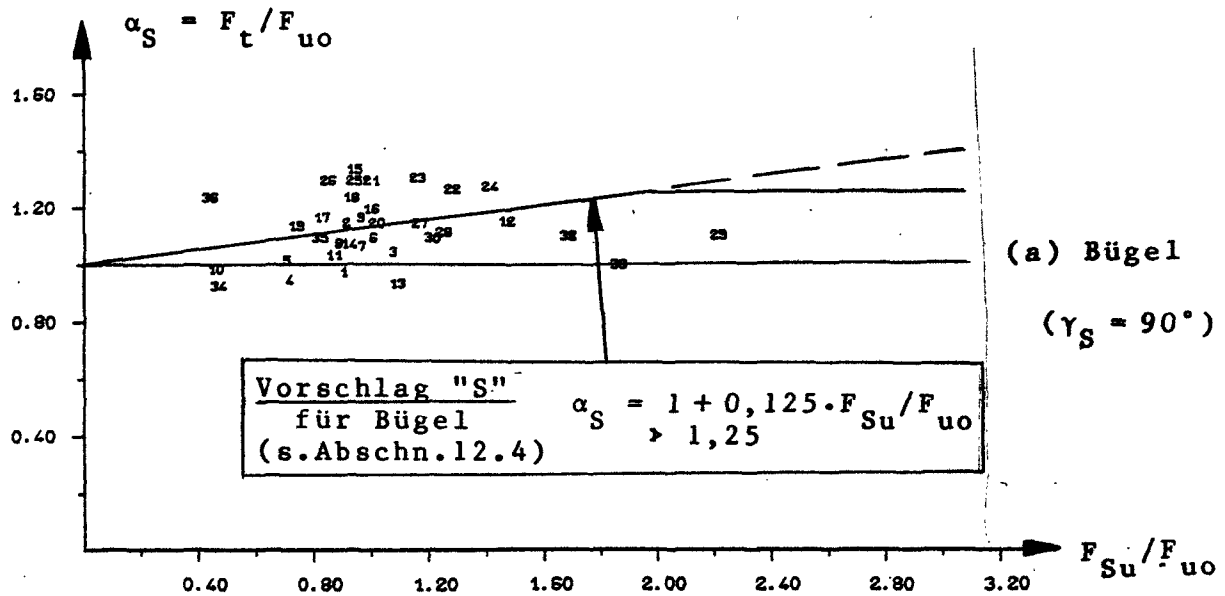


Bild 12.5: Tragfähigkeitssteigerung $\alpha_S = F_t / F_{uo}$ der Versuche aus Tab. A1.5 bzw A1.6 (schubbewehrte Platten)

Erläuterungen: s. nächste Seite

Erläuterungen zu Bild 12.5:

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerisch Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Schubbewehrung, d.h. $F_{Su} = 0$), ermittelt nach dem Berechnungsvorschlag "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl.(6.3))

$F_{Su} = A_S \cdot \beta_S \cdot \sin \gamma_S$ (nach Gl. (12.1))

Die Versuche sind durch die in den Tabellen A1.5 und A1.6 angegebenen Versuchsnummern gekennzeichnet.

(3) Schrägliegende Einzelbügel oder schräg eingebaute den Stützenanschluß umlaufende Bügelschlangen sind deutlich wirksamer als entsprechende lotrecht stehende Bügel.

(4) Tragfähigkeitssteigerungen um mehr als ca. 20 % sind nur bei Anordnung von Schrägaufbiegungen zu erreichen. Die aus Bild 12.5a abzulesenden α_S -Werte um 1,25 bis 1,30 einiger bügelbewehrter Platten von Wantur /207/ (Versuche Nr.21 bis 26 in Bild 12.5a) stehen zu dieser Feststellung insofern nicht im Widerspruch, als diese α_S -Werte zu den γ -Werten von ca. 1,17 (γ = Versuchsbruchlast/rechnerische Bruchlast) ins Verhältnis zu setzen sind, die sich bei der Nachrechnung der Vergleichsversuche Wanturs an nicht schubbewehrten Platten ergaben. Es wurden tatsächlich also nur Steigerungen um ca. 7 bis 13 % erreicht.

(5) Auffallend hohe Tragfähigkeitssteigerungen zeigten drei Platten von Graf /72/ mit Schrägaufbiegungen (Versuche Nr. 4, 5 und 6 in Bild 12.5b, Tragfähigkeitssteigerungen um 200 bis 250 %). Die hohen Traglasten erklären sich aus den extremen Abmessungsverhältnissen und aus der Art der Bewehrungsanordnung (Bild 12.6).

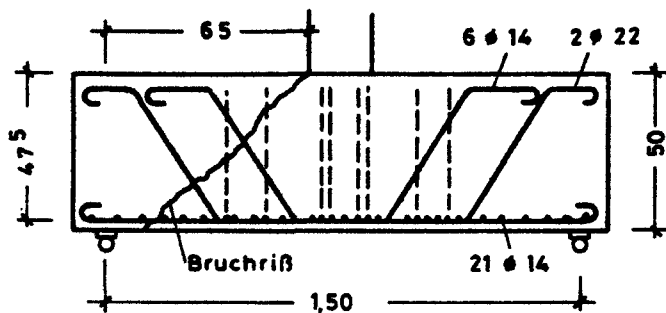


Bild 12.6: Versuchskörper
"Platte 1376" von Graf/72/
(=Versuch Nr. 4 in Tabelle
A1.6)

Die Schrägaufbiegungen waren so gleichmäßig über die Plattenfläche verteilt, daß sie einen die Schubbewehrung umgehenden Bruchrißverlauf ausschlossen und den Bruch nur in der angedeuteten, durch Schubaufbiegungen gut verklammerten Rißebene zuließen. Ein weiterer wesentlicher Umstand zur Erklärung der hohen Traglasten ist, daß die Bewehrungszulagen auf Grund der gewählten Biegeform und der äußerst gedungenen Plattenabmessungen die Biegesteifigkeit der Platte fast über die gesamte Plattenfläche erheblich erhöhten und daß mithin von ihnen eine ähnliche Wirkung ausging wie von einer Verstärkung der Biegezugbewehrung. Unter gleichen Lasten wurden an den schubbewehrten Platten im Vergleich zu entsprechenden nicht schubbewehrten Vergleichsplatten um ca. 25 % geringere Durchbiegungen gemessen, und verminderte Verformungen und damit verminderte Einschnürungen der Druckzone am Stützenanschluß führen - wie beim Grundfall des Durchstanzens gezeigt wurde - zu einer Steigerung der Tragfähigkeit.

12.2.3 Tragverhalten, Bruchmechanismus

Der Durchstanzbruch tritt wie beim Grundfall des Durchstanzens ein, wenn der Beton im Bereich allseitigen Druckes am Stützenanschluß versagt. Eine Schubbewehrung erhöht die Tragfähigkeit durch zwei Wirkungen:

(1) Fachwerkähnliche Lastabtragung:

Von dem Belastungsstadium ab, in dem erste Risse die vertikalen oder schrägen Stäbe der Schubbewehrung kreuz-

zen, bauen sich in diesen Stäben Zugkräfte auf, durch die ein fachwerkähnliches Lastabtragungssystem entsteht, welches sich dem Bogen-Zugband-Lastabtragungssystem des Durchstanz-Grundfalles überlagert (Bild 12.7)

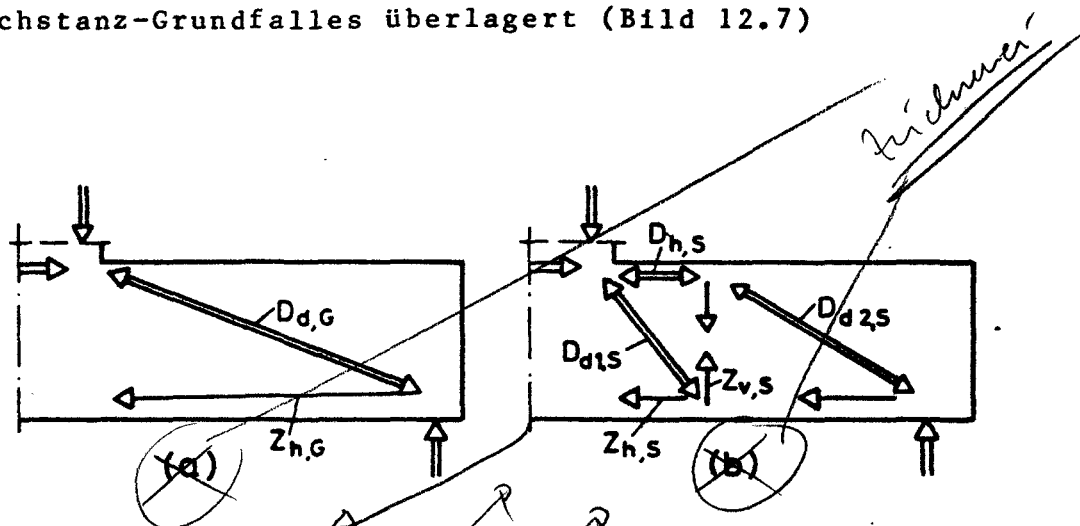


Bild 12.7: Lastabtragungssysteme schubbewehrter Platten

- (a) Bogen-Zugband-System wie beim Grundfall des Durchstanzens (Index G)
- (b) überlagertes Fachwerk-System der Schubbewehrung (Index S)

Voraussetzung für die Ausbildung eines Fachwerkes der dargestellten Art sind Tragfähigkeitsreserven in der Ebene der Biegezugbewehrung, damit die horizontale Zugkraft $Z_{h,S}$ aufgenommen werden kann. Bei Schrägaufbiegungen ist die Aufnahme dieser Kräfte stets durch die horizontalen Schenkel auf der Biegezugseite der Platte (= Bereich der Meßstelle 1 in Bild 12.3) gesichert. Bei Bügeln hingegen muß die vorhandene Biegebewehrung der Platte die genannten Kräfte allein aufnehmen, was oft nur in begrenztem Maße möglich ist.

Die wesentlichste Wirkung des beschriebenen Fachwerkes liegt in der Entlastung der Vertikalkomponente der schrägen Bogendruckkraft $D_{d,G}$ und damit in der Verringerung sowohl des Betrages als auch der Neigung der resultierenden, an der einspringenden Kante zum Stützenanschluß angreifenden Betondruckkraft.

(2) Rißverklammerung:

Die zweite Bedeutung der Schubbewehrung liegt darin, daß sie die Biegezugbewehrung darin unterstützt, die sie kreuzenden Risse zu verklammern und starke Öffnungen dieser Risse zu verhindern. Wird nämlich der bei einer vergleichbaren nicht schubverstärkten Plattenausführung zu erwartende Riß durch Schubbewehrungsstäbe gekreuzt, so vermindert dies die Rotation an der Wurzel dieses Risses und erhöht damit die zu einem Bruch in diesem Riß erforderliche Last. Die Folge ist im allgemeinen, daß der Bruch nun nicht mehr an diesem Riß eintritt, sondern sich in eine weniger gut verklammerte und dementsprechend weiter geöffnete Rißfläche verlagert, welche ihrer Neigung und ihrer Entfernung von der Stütze nach höhere Traglasten erwarten läßt als der genannte Bruchriß der nicht schubbewehrten Vergleichsplatte.

12.2.4 Einfluß der Schubbewehrung auf die Tragfähigkeit

- (1) Jede Schubbewehrung, die die Ebene kreuzt, in der bei einer nicht schubbewehrten Ausführung der Bruch zu erwarten wäre, führt über das sich einstellende fachwerkähnliche Lastabtragungssystem und über Rißverklammerung zu einer Tragfähigkeitssteigerung gegenüber dem vergleichbaren nicht schubbewehrten Bauteil.
- (2) Das Maß der durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbaren Tragfähigkeitssteigerung ist - von Sonderfällen einmal abgesehen (s. Abschn. 12.2.2(5), Versuche von Graf) - im allgemeinen recht begrenzt, denn die für die bruchbestimmende Einschnürung der Druckzone am Stützenanschluß verantwortlichen Gesamtverformungen der Platte werden durch die im allgemeinen örtlich sehr begrenzte Schubbewehrung nur wenig beeinflusst und nehmen oberhalb der Bruchlast der nicht schubbewehrten Vergleichsplatte sehr stark zu (vergl. Bild 12.2).

- (3) Die Höhe der durch eine Schubbewehrung zu erwartenden Traglaststeigerung ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig:

In die Fachwerkwirkung fließen Menge, Festigkeit, Ort und Neigung der wirksamen schrägen oder vertikalen Stäbe der Schubbewehrung ein, außerdem die Güte der Verankerung dieser Stäbe in den Knotenpunkten des gedachten Fachwerkes und die Ausbildung eventueller horizontaler Bewehrungselemente zur Aufnahme der Zugkraft $Z_{h,S}$ (s. Bild 12.7b) in der Ebene der Biegezugbewehrung.

In die Klammerwirkung fließt neben den vorgenannten Einflußgrößen auch ein, wie gut der Plattenbereich um den Stützenanschluß in Radial- und in Ringrichtung gleichmäßig von Schubbewehrung durchsetzt ist und in welcher Ebene (Abstand vom Stützenanschluß, Neigung) sich Risse ohne Behinderung durch Vertikal- oder Schrägstäbe zu möglichen Bruchrissen erweitern können.

- (4) In einem Rechenverfahren läßt sich die durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbare Tragfähigkeitssteigerung wegen der Vielzahl der z.T. zahlenmäßig kaum beschreibbaren Einflußgrößen nur äußerst schwer erfassen. Die Größe der Vertikalkomponente der Fließkraft F_{Su} (s. Gl.(12.1) kann hierzu nur ein Anhalt sein; die konstruktive Ausführung einer Schubbewehrung hat mindestens gleichstarken, wenn nicht sogar noch stärkeren Einfluß auf die erreichbare Tragfähigkeitssteigerung.

Die Fließkraft F_{Su} ist nicht von so großer Bedeutung, wie verschiedentlich in der Literatur unterstellt wird. Einerseits kann der Bruch des Bauteils - wie in den meisten Versuchen beobachtet - bereits lange vor dem Erreichen der Fließgrenze eintreten. Die Schubbewehrung kann in diesem Fall nach der Zerstörung der Betondruckzone, d.h. nach dem eigentlichen Bruch, günstigstenfalls nur noch als eine Art Katastrophensicherung wirken. Andererseits können - wie vereinzelt in Versuchen festge-

stellt wurde - auch nach dem Überschreiten der Fließgrenze noch erhebliche Laststeigerungen möglich sein. Das Fließen in der Schubbewehrung hat in diesem Fall lediglich zur Folge, daß die geschilderten Wirkungen einer fachwerkartigen Lastabtragung und einer Rißverklammerung nach Erreichen des Fließzustandes nicht weiter zunehmen.

12.3 Vorliegende Berechnungsverfahren

Die in der Literatur vorzufindenden, empirisch aus Versuchsnachrechnungen abgeleiteten Ansätze zur Berechnung von Traglasten schubbewehrter Flachdecken widersprechen den Ausführungen der vorangegangenen Abschnitte nicht.

Elstner und Hognestad /52/ geben eine Gleichung zur Berechnung der Traglast an, die im Prinzip hinausläuft auf:

$$F_u = 0,6 \text{ bis } 0,8 \cdot F_{uo} + F_{Su} \quad (12.3)$$

Moe /147/ gibt dem Gedanken nach an:

$$F_u = F_{uo} + 0,5 \text{ bis } 0,8 \cdot F_{Su} \quad (12.4)$$

Franz /57/ kommt nach der Auswertung von 6 eigenen Versuchen aus /55/ inhaltlich zu dem Ergebnis:

$$\begin{aligned} F_u &= F_{uo} + \eta \cdot F_{Su} \\ &\leq F_{uo} + \eta \cdot \frac{2}{3} \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.5)$$

mit $\eta = 0,25 \cdot \frac{3}{2} = 0,38$ für lotrechte Bügel und
 $= \frac{1}{2} \cdot 0,38 = 0,19$ für Schrägaufbiegungen

Herzog /91/ differenziert ebenfalls nach der Bewehrungsart:

$$F_u = F_{uo} + \eta \cdot F_{Su} \quad (12.6)$$

mit $\eta = 0,31$ für lotrechte Bügel und
 $= 0,41$ für Schrägaufbiegungen

Petcu e.a. /160/ untersuchen nur Platten mit Schrägaufbiegungen unter 45° . Sie geben an:

$$\begin{aligned} F_u &= F_{uo} + \eta \cdot F_{Su} \\ &< 1,5 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.7)$$

mit $\eta = 0,3/\sin 45^\circ = 0,42$ für Schrägaufbiegungen

Andersson /15/ entwickelte ein Verfahren, das sich gedanklich eng an das im Anhang A5 beschriebene Verfahren von Kinnunen und Nylander /110/ anlehnt. Aus einem Modell des Stützenbereiches einer Flachdecke, ähnlich dem aus /110/ für nicht schubbewehrte Flachdecken, wird eine Berechnungsmethode für schubbewehrte Platten entwickelt.

Die den Bauvorschriften zugrunde liegenden Vorstellungen über die Traglasten schubbewehrter Flachdecken lassen sich vereinfacht wie folgt darstellen:

DIN 1045 /1/ :

$$\begin{aligned} F_u &= 0,75 \cdot F_{Su} / \sin \gamma_S \\ &> 1,18 \text{ bis } 1,39 \cdot F_{uo} \quad (\text{je nach Betongüte}) \end{aligned} \quad (12.8)$$

CEB-Mustervorschrift /8/ :

$$\begin{aligned} F_u &= 0,75 \cdot F_{Su} \\ &> 1,60 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.9)$$

US-Stahlbetonbestimmungen /12/ :

$$\begin{aligned} F_u &= 0,50 \cdot F_{uo} + F_{Su} \\ &> 1,50 \cdot F_{uo} \end{aligned} \quad (12.10)$$

Britische Stahlbetonbestimmungen /10/ :

$$F_u = F_{uo} + F_{Su} \quad (12.11)$$

$> 1,6 \text{ bis ca. } 3,0 \cdot F_{uo}$ (je nach Betongüte und Biegebewehrungsgrad)

Es fällt auf, daß recht unterschiedliche Auffassungen hinsichtlich der durch Schubbewehrungen erreichbaren Traglaststeigerung und dem Zusammenwirken der in Abschnitt 12.2.3 definierten zwei Lastabtragungssysteme (Bogen-Zugband- und Fachwerk-System) bestehen.

12.4 Berechnungsvorschlag

(1) Rechnerische Traglastermittlung

Es erscheint zulässig, die Schubbewehrung vereinfacht als lineares additives Glied in die Gleichung zur Traglastbestimmung einfließen zu lassen.

Vorschlag "S": $F_u = F_{uo} + \eta \cdot F_{Su} \quad (12.12)$

$$= \alpha_S \cdot F_{uo}$$

mit $\alpha_S = 1 + \eta \cdot F_{Su} / F_{uo} \quad (12.13)$

Versuchsnachrechnungen mit den Daten der Tabellen A1.5 und A1.6 zeigten die besten Werte für

$$\eta = 0,125 \quad \text{für Bügel}$$

$$\eta = 0,250 \quad \text{für Schrägaufbiegungen}$$

Für die 103 ausgewerteten Versuche wurde mit einem Mittelwert $\gamma_m = 0,997$, einem Variationskoeffizienten von $v = 0,107$ und Grenzwerten der 5- bzw. 95%-Fraktile von $\gamma_5 = 0,81$ bzw. $\gamma_{95} = 1,28$ zufriedenstellende Ergebnisse erzielt. Auch in den Bildern 12.5a und 12.5b ist die gute Übereinstimmung des Rechenansatzes der Gl.(12.13) mit den Versuchsergebnissen zu erkennen.

Die durch den Einbau einer Schubbewehrung rechnerisch erreichbare Tragfähigkeitssteigerung ist nicht unbegrenzt. Versuchsmäßig ausreichend abgesichert ist nur der Bereich bis $F_{Su} = 2 \cdot F_{u0}$. Deshalb wird als obere Grenze empfohlen:

$$\alpha_s > 1 + 2 \cdot \eta \quad (12.14)$$

Die sich hieraus ergebenden Maximalwerte von $\alpha_s = 1,25$ bzw. $1,50$ sind auch in den Bildern 12.5a und 12.5b eingetragen.

(2) Konstruktive Ausbildung

Die Güte der konstruktiven Ausbildung läßt sich unmöglich zahlenmäßig als Zusatzparameter bei der Bestimmung rechnerischer Tragfähigkeiten berücksichtigen. Sinnvoller ist es, Mindestanforderungen an die konstruktive Ausbildung vorzugeben, unter denen die obengenannten oder eventuell auch höhere Wirkungsgrade mit Sicherheit erreicht werden.

Als Ergebnis einer kritischen Durchsicht der zur Verfügung stehenden Versuchsberichte werden die in Bild 12.8 skizzierten Maximalabstände der Schubbewehrungselemente empfohlen.

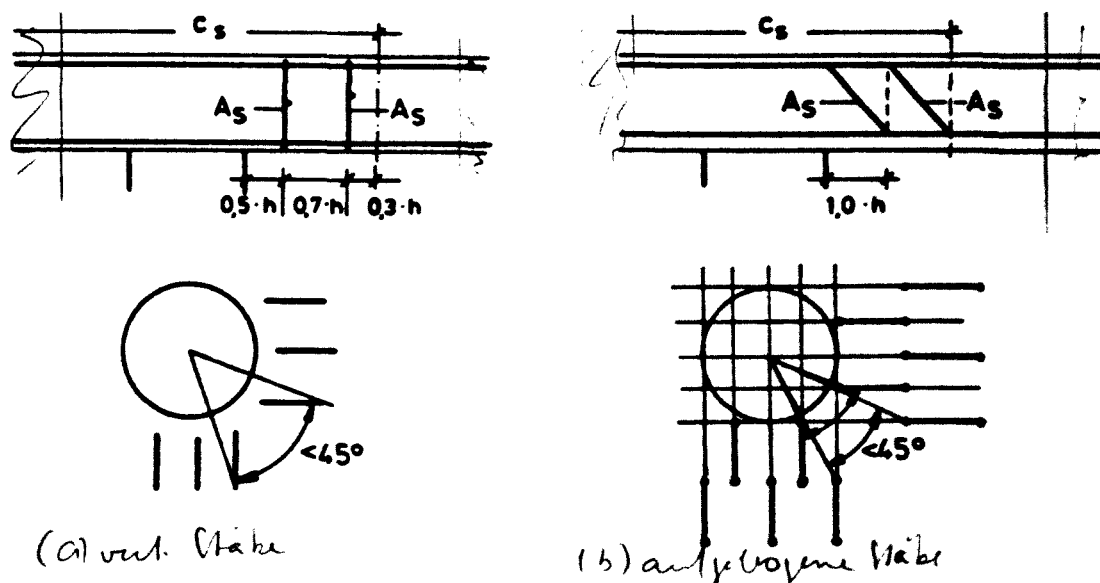


Bild 12.8: Maximalabstände der Schubbewehrungselemente

Die Abstände in radialer Richtung entsprechen weitgehend den Anforderungen der DIN 1045 (s. dort Bild 55). In Ringrichtung legt die DIN 1045 keine Mindestanforderungen fest. Hier sollten die Abstände der Bewehrungsstäbe (bei Schrägaufbiegungen die Abstände der biegezugseitigen Abbiegestellen) nicht weiter als entsprechend einem Winkel von 45° (s. Bild 12.8) auseinander liegen. Die Plattenbereiche außerhalb eines Rundschnittes mit dem Durchmesser c_s nach Bild 12.8 sind nicht mehr als schubverstärkt anzusehen. Die Tragfähigkeit dieser Bereiche läßt sich anhand einer Durchstanzberechnung für eine nicht schubverstärkte Platte mit einer gedachten Stütze vom Durchmesser $c = c_s$ ermitteln.

12.5 Empfehlungen für weitere Forschungen

Es ist wichtig, darauf hinzuweisen, daß die hier unterbreiteten Vorschläge zur Berechnung und konstruktiven Ausbildung im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit in Bauvorschriften so gewählt wurden, daß sie die Tragfähigkeiten schubbewehrter Konstruktionen eher unter- als überschätzen. Zur Angabe von Vorschlägen, welche die sicherlich in vielen Fällen noch vorhandenen Tragfähigkeitsreserven voll ausschöpfen und dennoch auf der sicheren Seite liegen, fehlt es bislang an genügend ausführlichen experimentellen Untersuchungen.

Künftige Forschungsarbeiten zum Thema schubbewehrter Flachdecken und Fundamente sollten auf drei Ziele ausgerichtet sein.

- Erstens müßte durch Messungen der Dehnungen im Beton und im Bewehrungsstahl wesentlich mehr Klarheit über das Lastabtragungssystem im Stützenbereich und über die Wirkungsweise der verschiedenen denkbaren Ausführungsformen von Schubbewehrungen gewonnen werden.
- Zweitens müßten solche Ausführungsformen, welche die für einen Normvorschlag vorgesehenen konstruktiven Mindestanforderungen eben erfüllen, ausführlich auf die Zulässig-

keit der vorgesehenen Berechnungsvorschläge hin geprüft werden. Hierbei wären u.a. auch die noch kaum geklärten Fragen der ausreichenden Verankerungen der Schubbewehrungen eingehend zu betrachten. Des weiteren wäre zu prüfen, in welchem Maße die jeweilige Streckgrenze β_s der Schubbewehrung überhaupt von Bedeutung ist und somit in die Traglastberechnung über die Fließlast F_{Su} nach Gl.(12.1) eingehen darf, wenn doch in den wenigen bisher vorliegenden Untersuchungen mit Dehnungsmessungen an der Schubbewehrung nur in ganz seltenen Fällen Fließen der Schubbewehrungsstäbe vor dem Bruch beobachtet wurde.

- Drittens sind unbedingt Versuche an Fundamenten mit schräg aufgebogenen Schubzulagen angeraten. Die Versuche von Graf an randgestützten Quadratplatten mit Abmessungen, wie sie im allgemeinen nur bei Fundamenten vorkommen (s. Abschn. 12.2.2(5)), lassen vermuten, daß hier rechnerisch noch wesentlich höhere Tragfähigkeiten angesetzt werden können, als es der obige Vorschlag "S" zuläßt. Der einzige aus der Literatur bekannte Versuch an einem Fundament mit schrägaufgebogener Schubbewehrung wurde von Dieterle /46/ durchgeführt (Versuch Nr. 67 in Bild 12.5b). Die Tragfähigkeit dieses Versuchskörpers ist leider nicht bekannt, da der Versuch aus versuchstechnischen Gründen vor dem Erreichen der Bruchlast abgebrochen werden mußte. Obgleich aus diesem Grunde in den Versuchsnachrechnungen eine zu niedrige Versuchsbruchlast unterstellt wurde, zeigt Bild 12.5b für diesen Versuch eine auffallend höhere Tragfähigkeit, als dem Vorschlag "S" nach für $\eta = 0,25$ zu erwarten wäre.

12.6 DIN 1045

Die zulässige Last schubbewehrter Platten beträgt nach DIN 1045:

$$F_a = 0,75 \cdot (F_{Su} / 1,75) / \sin \gamma_s \quad (12.15)$$

$$> 1,18 \text{ bis } 1,39 \cdot F_{a0} \quad (\text{je nach Betongüte}) \quad (12.16)$$

Der Quotient $1/\sin \gamma_s$ in Gl.(12.15) ergibt sich aus Abschn. 2.5.2.1 des Heftes 240 /2/, in dem die DIN 1045 dahingehend ergänzt wird, daß der volle Stahlquerschnitt einer Schubbewehrung (unabhängig von der Neigung dieser Bewehrung!) zur Querkraftaufnahme angesetzt werden darf. Diese nur für Schrägaufbiegungen interessierende Regelung darf als ein Kompromiß in der Diskussion um das richtige Tragmodell schubbewehrter Fundamente angesehen werden. Je nachdem, ob man rechnerisch von einem Fachwerk mit einer schrägen, unter 45° in den Stützenanschluß einmündenden Druckstrebe ausgeht (z.B. Berechnungsvorschlag im Betonkalender 1971 /114/) oder ob man ein Versagen dieser Druckstrebe rechnerisch zuläßt und deshalb ein Fachwerk mit einer horizontalen, den Stützenanschluß seitlich umlaufenden Druckstrebe zugrunde legt, (z.B.: Betonkalender 1958 /60/) erhält man für die Zugkraft Z_s in den Schrägstäben $Z_s = F/\sqrt{2}$ oder $Z_s = F \cdot \sqrt{2}$. Die Regelung des Heftes 240 liegt mit $Z_s = F$ zwischen den beiden diskutierten Ansätzen. Sie kann zum Vorteil der DIN so gedeutet werden, als sollten damit die höheren Tragfähigkeiten Berücksichtigung finden, die bei Verwendung von Schrägaufbiegungen anstelle von lotrechten Bügeln zu erwarten sind.

Der Faktor 0,75 in Gl. (12.15) besagt, daß die Schubbewehrung nach DIN 1045 nur für 75 % der Stützenlast zu bemessen ist. Damit setzt die DIN 1045 voraus, daß mindestens 25 % der Stützenlast über Betondruckspannungen aufgenommen werden. Der Wert von 75 % beruht vermutlich auf einem Vorschlag von Franz /57/, der in spannungsoptischen Untersuchungen /59/ feststellte, daß im homogenen Zustand

ca. 70 % der Stützenkraft durch Zugspannungen und 30 % durch Druckspannungen aufgenommen werden, und der in seinen Versuchen /55/ zu dem Ergebnis kam, daß eine Erhöhung der Schubbewehrung über das zur Aufnahme von 2/3 der Stützenkraft erforderliche Maß keine weitere Tragfähigkeitssteigerung mehr bringt.

In Bild 12.9 sind die qualitativen Kurvenverläufe der α_s -Werte der derzeitigen DIN 1045 denen des Vorschlages "S" gegenübergestellt. Die Vorzüge des kontinuierlichen Ansatzes "S" werden deutlich, wenn man dessen Kurven im Bild 12.5 mit den Ergebnissen der Versuchsnachrechnungen vergleicht.

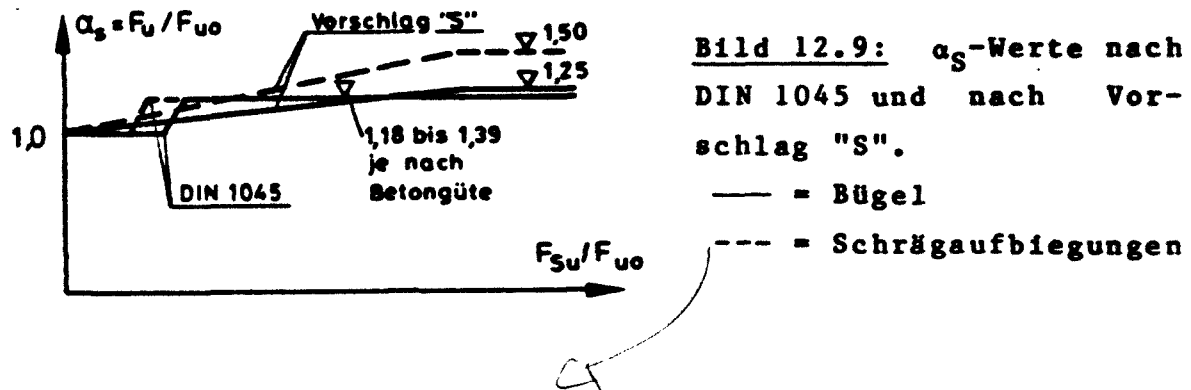


Bild 12.9: α_s -Werte nach DIN 1045 und nach Vorschlag "S".

— = Bügel

--- = Schrägaufbiegungen

Zur Verbesserung der DIN 1045 wird eine vereinfachte Form des Ansatzes "S" vorgeschlagen.

Für alle Bewehrungsformen wird ein einheitlicher η -Wert angesetzt, und der höhere Wirkungsgrad aufgebogener Schubbewehrungsstäbe wird dadurch berücksichtigt, daß man - wie in der derzeitigen Regelung des Heftes 240 (s.o.) - den Neigungswinkel der Schubbewehrung unberücksichtigt läßt.

$$\eta = 0,14 / \sin \gamma_s \quad (12.17)$$

aus Gl. (12.12) und (12.1) folgt hiermit:

$$F_u = F_{u0} + 0,14 A_s \cdot \beta_s$$

(12.18)

*in Ab. 19
„Zusamm.“*

Unter Zugrundelegung eines Sicherheitsbeiwertes zum Durchstanzen von $\gamma = 2,5$ und einer zulässigen Stahlspannung von $\sigma_S = \beta_S / 1,75$ erhält man als zulässige Last F_a :

$$\boxed{F_a = F_{ao} + 0,10 \cdot A_S \cdot \sigma_S} \quad \begin{matrix} 19 \\ (12.18) \end{matrix}$$

$$\geq 1,3 \cdot F_{ao} \quad \begin{matrix} (12.19) \\ 20 \end{matrix}$$

Gleichung (12.18) ist wie folgt aus Gl.(12.12) u. (12.17) abgeleitet:

$$\begin{aligned} F_a &= F_u / 2,5 = (F_{uo} + \eta \cdot F_{Su}) / 2,5 \\ F_a &= (F_{uo} + 0,14 \cdot F_{Su} / \sin \gamma_S) / 2,5 \\ &= F_{uo} / 2,5 + 0,14 \cdot A_S \cdot \beta_S / 2,5 \\ &= F_{uo} / 2,5 + 0,14 \cdot A_S \cdot (\sigma_S \cdot 1,75) / 2,5 \\ &= F_{ao} + 0,10 \cdot A_S \cdot \sigma_S \end{aligned}$$

Hinweis zum Nachweisverfahren für schubbewehrte Balken:

Abschließend sei angemerkt, daß die grundsätzliche Vorstellung einer additiv traglasterhöhend wirkenden Schubbewehrung auch die Traglasten von schubbewehrten Balken wesentlich besser erfaßt als das Modell der DIN 1045 mit alternativen Tragmodellen für nicht schubbewehrte und für schubbewehrte Balken. Dies bestätigen unter anderem Rafla und Blume in /166/. Es wäre deshalb wünschenswert, das vorgeschlagene Gedankenmodell über die additive Wirkungsweise von Schubbewehrungen nicht nur für durchstanzgefährdete Konstruktionen, sondern in ähnlicher Weise auch für Balken in die DIN-Vorschriften zu übernehmen.

13 Rand- und Eckstützenbereiche

13.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Aus architektonischen und fertigungstechnischen Erwägungen werden die Außenwände von Flachdeckengebäuden häufig als nichttragende Konstruktionen ausgebildet, aus Glas, aus Leichtbau-Wandelementen oder aus vorgehängten Fassadenplatten. Die Ränder und Ecken der Flachdecken ruhen dann - wie die Innenbereiche - allein auf einzelnen Stützen, den "Randstützen" bzw. "Eckstützen". Für die Plattenbereiche um diese Stützen besteht in ähnlicher Weise wie für die Plattenbereiche um Innenstützen die Gefahr des Durchstanzens, d. h. die Gefahr eines durch Biege- und Schubbeanspruchungen verursachten Bruches entlang einer den Stützenanschluß eng umlaufenden halb- bzw. viertelkreisähnlichen Linie.

Die Tabellen Al.7 und Al.8 im Anhang Al enthalten die Daten aller auswertbaren Versuche, die sich vom Grundfall des Durchstanzens allein dadurch unterscheiden, daß Rand- bzw. Eckstützenbereiche und nicht Innenbereiche von Flachdecken untersucht wurden. Die zur Beschreibung der Versuchskörper verwendeten Bezeichnungen sind weitgehend bereits bekannt. Lediglich zur Definition der Plattenlänge ℓ (Spalte 9) des Bewehrungsprozentsatzes μ (Spalte 15) sind als zusätzliche Erläuterungen die Bilder 13.1 und 13.2 zu beachten.

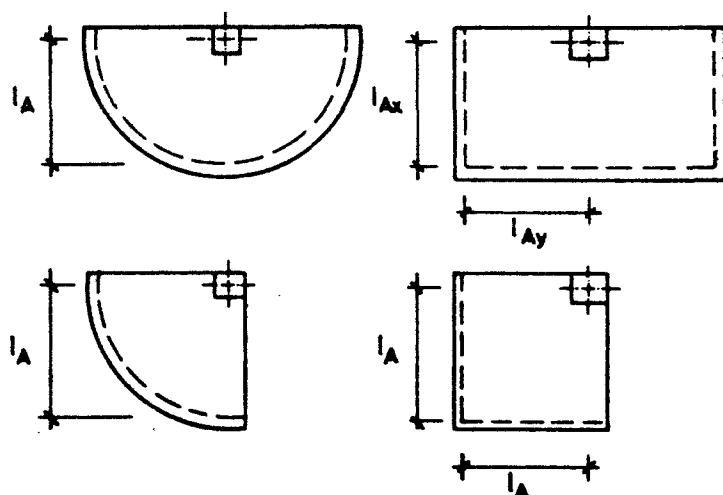


Bild 13.1:
Definition der
Plattenlänge ℓ_A
(bzw. ℓ_{Ax} , ℓ_{Ay})
bei Flachdecken-
ausschnitten mit
Rand- oder Eck-
stützen

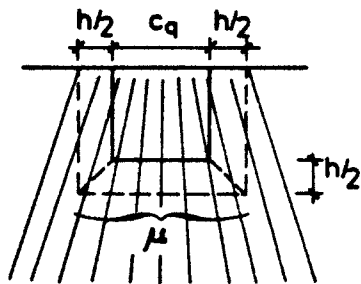


Bild 13.2: Definition des Bewehrungsprozentsatzes μ als mittlere Bewehrung in einer Schnittfläche der Breite $c+h$ im Abstand $h/2$ vor der Stützenvorderkante

13.2 Literatursichtung

Es würde im Rahmen dieser Arbeit zu weit führen, die umfangreiche Literatur über das Durchstanzen von Rand- und Eckstützen in angemessener Ausführlichkeit wiederzugeben. Hierzu sei auf den Forschungsbericht von Trost, Cordes und Pöllet /204/ verwiesen. Ergebnisse aus diesem Bericht sind nachfolgend noch nicht verwertet, da der Bericht bei der Abfassung der vorliegenden Arbeit noch nicht vorlag.

Eine sehr ausführliche Beschreibung des derzeitigen Wissenstandes zum Durchstanzen von Randstützen (und weniger ausführlich auch von Eckstützen) findet man auch in der Arbeit von Narui /152/. Im Anschluß an die Darlegung einer eigenen Berechnungsmethode beschreibt Narui in einem über 140 Seiten starken Anhang die Versuche und Theorien aus 23 als bedeutsam anzusehenden fremden Arbeiten. Die Besonderheit des Durchstanzens von Rand- und Eckstützen im Vergleich zum Durchstanzen von Innenstützen liegt u. a. in folgenden vier Punkten begründet:

- Die Bruchfläche umläuft den Stützenanschluß nicht vollständig, sondern sie beschränkt sich auf einen Teil einer umlaufenden Fläche. Dieser zur Lastübertragung zur Verfügung stehende Teil ist im allgemeinen gleich oder nur geringfügig größer als die Hälfte bzw. ein Viertel der vollständigen umlaufenden Fläche.

- Aufgrund der nie rotationssymmetrischen Geometrie der Bruchfläche kann nie von annähernd gleichgroßen Beanspruchungen der Platte entlang der gesamten Bruchfläche ausgegangen werden.
- Fälle, in denen kein Stützekopfmoment von der Stütze in die Platte übertragen wird ($e = M/F = 0$) sind äußerst selten. Im allgemeinen stellt sich in dem aus den Stützen und der Decke vorstellbaren Rahmen ein Eckmoment am Anschluß der Rand- bzw. Eckstützen zur Decke ein.
- Die Biegebeanspruchungen der Platte senkrecht zum freien Plattenrand rühren weitgehend allein aus dem Stützenkopfmoment her. Sie sind deshalb im Vergleich den Biegebeanspruchungen über Innenstützen im allgemeinen recht gering, denn dort resultieren die Biegebeanspruchungen hauptsächlich aus der Durchlaufwirkung der Platte und nur in untergeordnetem Maße aus eventuellen Stützenkopfmomenten infolge ausmittig angreifender Stützenlasten.

Die geschilderten Besonderheiten von Rand- und Eckstützenbereichen haben zur Folge, daß in Abhängigkeit der bezogenen Stützenlastausmittigkeit e/c unterschiedliche Bruchmechanismen wirksam werden. Bild 13.3 verdeutlicht dies durch die Darstellung der unterschiedlichen Bruchbilder von Plattenbereichen um Randstützen.

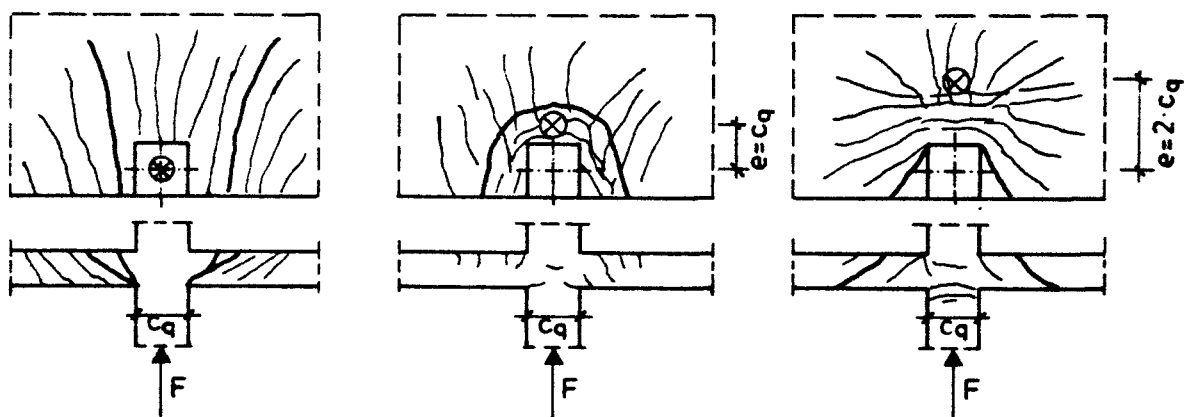


Bild 13.3: Bruchbilder von Randstützenbereichen bei unterschiedlichen Stützenlastausmittigkeiten $e = M/F$

Im Falle (a) mit $e = 0$ ist offensichtlich die Tragrichtung parallel zum freien Rand maßgebend. Dies ist verständlich, da dort den Schubbeanspruchungen starke Biegebeanspruchungen aus der Durchlaufwirkung der Platte überlagert sind. Die Bruchform entspricht der von Innenstützen. Der Bruch tritt lediglich nicht umlaufend ein sondern nur an den freien Rändern, also dort, wo die genannte Tragrichtung wirksam ist.

Ab $e \approx c$ wird die Tragrichtung senkrecht zum freien Rand maßgebend. Bei kleinen Ausmittigkeiten (Fall (b)) tritt der Bruch ähnlich einem Durchstanzbruch bei Innenstützen ein. Der Bruch geht dabei der Tragrichtung entsprechend vom Innenbereich eines umlaufenden Schnittes aus. Bei größeren Ausmittigkeiten (Fall (c)) werden die Torsionsbeanspruchungen an den Stützenrändern senkrecht zum freien Rand bedeutsam und der Bruch geht von entsprechenden Torsionsrisen aus.

Die Beschreibung der möglichen Bruchformen zeigt, daß zur Berechnung der Durchstanztragfähigkeit von Rand und Eckstützenbereichen andere theoretische Grundlagen gelten als für Innenstützenbereiche. Die Erarbeitung einer theoretisch begründeten Berechnungsmethode für Rand- und Eckstützenbereiche wäre aus diesem Grunde mit erheblichem Aufwand verbunden und unterbleibt deshalb im Rahmen dieser Arbeit.

13.3 DIN 1045

Der derzeitige Abschnitt 22.5 der DIN 1045 berücksichtigt die Besonderheit von Rand- und Eckstützenbereichen gegenüber Innenbereichen durch zwei Regelungen:

(1) Länge des maßgebenden Schnittes

Entsprechend der Geometrie der Plattenrand- bzw. -eckbereiche dürfen nur 60 % bzw. 30 % des maßgebenden Schnittes eines vergleichbaren Innenstützenbereiches angesetzt werden. Definiert man einen Faktor α_R , der die Tragfähigkeitsminderung von Rand- und Eckstützenbereichen (Bruchlast F_u bzw. zul. Last F_a) gegenüber Innenstützenbereichen (Grundfall: Bruchlast F_{uo} , zul. Last F_{ao}) beschreibt, so ergibt sich dieser nach obiger Regelung als

$$\alpha_R = F_u / F_{uo} = F_a / F_{ao} = 0,60 \quad \text{für Randstützen} \quad (13.1)$$

$$\text{bzw.} \quad \quad \quad = 0,30 \quad \text{für Eckstützen} \quad (13.2)$$

Stehen die Stützen nicht direkt am freien Rand, so darf der α_R -Wert linear erhöht werden, bis er bei einem Randabstand gleich der halben Feldlänge der Decke den Wert $\alpha_R = 1,00$ erreicht.

(2) Ausmittige Stützenbeanspruchung

Wegen der "nicht rotationssymmetrischen" Biegebeanspruchung der Plattenrandbereiche bzw. -eckbereiche, sind die der Bemessung zugrunde zu legenden Schubspannungen rechnerisch um 40 % zu erhöhen. Wie bereits im Abschnitt 10.4 erläutert, entspricht diese Regelung einer rechnerischen Tragfähigkeitsminderung infolge ausmittiger Stützenbeanspruchung um einen Faktor

$$\alpha_E = 1/1,4 = 0,71 \quad (13.3)$$

Das Grundkonzept der DIN 1045, sich auf die zwei wesentlichsten Einflußgrößen (Verminderung der zu Lastübertragung zur Verfügung stehenden Fläche und exzentrischer Angriff der Stützenlasten) zu beschränken und hierfür getrennte α -Beiwerte anzugeben, erscheint angemessen und wird deshalb im folgenden auch beibehalten. Die α -Werte selbst jedoch bedürfen noch einiger Verbesserungen:

Zu (1) Beiwert α_R :

Langfristig sollten Regelungen angestrebt werden, die nicht gleich explizite Zahlenwerte für α_R angeben, sondern die lediglich den Verlauf des maßgebenden Schnittes beschreiben. Der α_R -Wert ist dann als Verhältnis der Länge dieses Schnittes zu der Länge eines Vergleichsschnittes um eine Innenstütze zu berechnen. Solche Regelungen enthält z.B. die CEB-Mustervorschrift /8/. Auch in neueren Zulassungsbescheiden für Sonderbauweisen (Kopfbolzendübelleisten) findet man sie bereits. Für die Grenzfälle ganz am Plattenrand angeordneter Stützen ergeben sich nach den genannten Regelungen α_R -Werte um 0,75 für Randstützen und um 0,45 für Eckstützen.

Bei allen nachrechenbaren Versuchen waren die Stützen stets direkt am Plattenrand angeordnet. Versuchsnachrechnungen führten zu dem Ergebnis, daß hierfür die genannten α_R -Werte von 0,75 und 0,45 eindeutig besser geeignet sind als die Werte der derzeitigen DIN 1045 mit 0,60 und 0,30.

Da Versuche zur Überprüfung vorgeschlagener α_R -Werte für Stützen, die nicht direkt am freien Rand liegen, nicht vorliegen, sollte hierfür die derzeitige vergleichsweise vorsichtige Regelung der DIN 1045 beibehalten werden. Danach dürfen die α_R -Werte linear zum Randabstand der Stützen erhöht werden bis zum Wert 1,00, wenn ein Randabstand gleich der halben Feldlänge der Nachbarfelder erreicht ist.

Zu (2) Beiwert α_E :

Es ist offensichtlich unbefriedigend, daß das Maß der Lastausmitte e nicht in den α_E -Beiwert zur Berücksichtigung der durch die Lastausmitte bewirkten Tragfähigkeitsminderung einfließt. Als Vorschlag für einen geeigneten α_E -Ansatz bietet sich der im Abschnitt 10.4 bereits für Innenstützenbereiche empfohlenen Vorschlag "E" an.

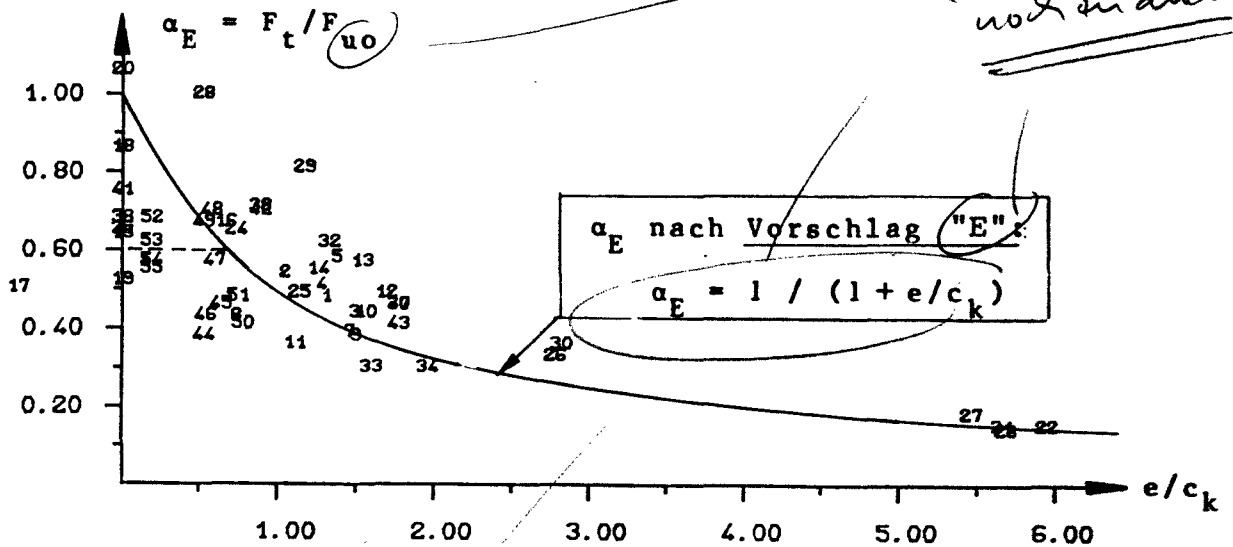
Die Bilder 13.4a und b zeigen die aus Versuchsnachrechnungen ablesbare Tragfähigkeitsabnahme α_E in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c_k . Der Ansatz "E" ist offensichtlich geeignet; für kleine Ausmitten e erscheint es allerdings notwendig, eine Eingrenzung von ca. $\alpha_E > 0,60$ vorzusehen. Eine ähnliche Eingrenzung empfiehlt auch Narui /152/. Er begründet diese Eingrenzung nicht nur mit der besseren Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit der Theorie, sondern erklärt ihre Notwendigkeit auch mit den unterschiedlichen Tragmechanismen bei unterschiedlichen Ausmitten (vergl. Bild 13.3 und Begleittext).

Zusammenfassend wird empfohlen, Besonderheiten von Rand- und Eckstützenbereichen wie folgt zu berücksichtigen:

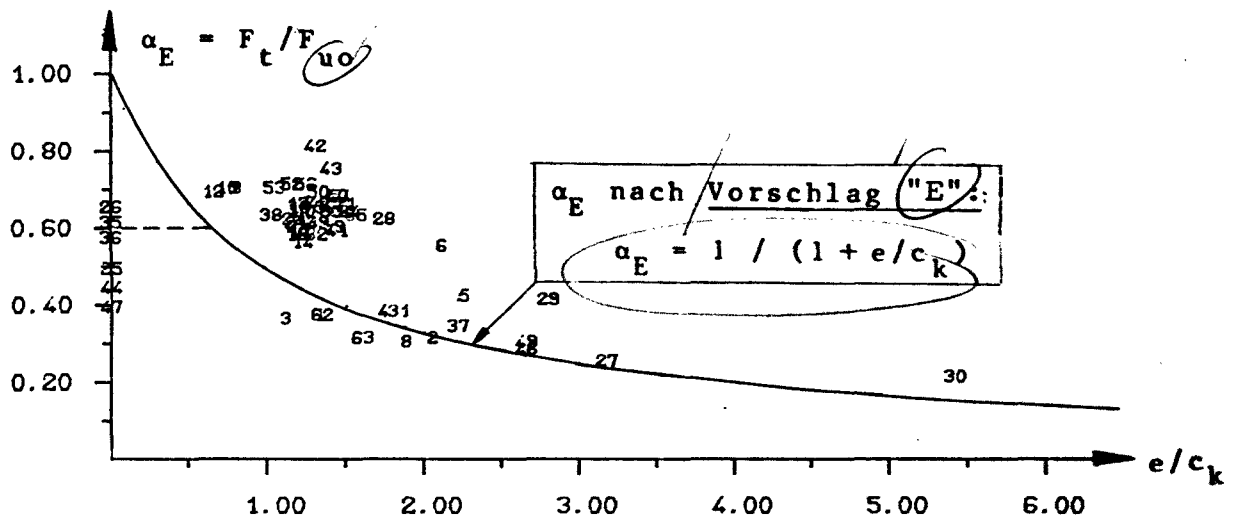
Vorschlag "R":

α_R	=	0,75	für Randstützen
α_R	=	0,45	für Eckstützen
α_E	=	$1 / (1 + e/c_k)$	
	>	0,60	

*Im R-File
(in R-B 01.5)
noch zu ändern*



(a) Randstützen



(b) Eckstützen

Bild 13.4:

Tragfähigkeitsabnahme $\alpha_E = F_t / F_{uo}$ der Versuche aus den Tabellen A1.7 und A1.8 (Versuche mit Rand- und Eckstützen)

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerische Bruchlast für den Grundfall des Durchstanzens (Fall ohne Ausmitte, d. h. $e = 0$), ermittelt nach dem Berechnungsvorschlag "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl. (6.3)). Die Randlage der Stützen ist durch $\alpha_R = 0,75$ bzw. $\alpha_R = 0,45$ berücksichtigt.

Die Versuche sind durch die in den Tabellen A1.7 und A1.8 angegebenen Versuchsnummern gekennzeichnet.

aus (11)
(F)GründungsabnahmenTEIL IIIKonstruktionen nach DIN 4227, DIN 4219
und Konstruktionen ohne DIN-Regelungen

Inhaltsübersicht:

(Vollständiges Inhaltsverzeichnis s. im Vorspann)

Seite

15 Vorspannung.....	193
16 Leichtbeton.....	226
17 Stahlbaumäßige Einbauteile:	
Stahlpilze.....	239
Schubarme.....	240
Schubanker.....	241
Dübelleisten.....	243
18 Acht weitere Sonderfälle:	
Stahlfaserbeton.....	248
Einachsige gespannte Platten.....	250
Lochrandgestützte Platten.....	253
Köcherfundamente.....	255
Pfahlkopfplatten.....	257
Stoßartige Beanspruchungen.....	259
Erdbebenbeanspruchungen.....	260
Brandbeanspruchung.....	263

15 Vorspannung

15.1 Definitionen, Bezeichnungen, Daten

Die wichtigsten Begriffe zum Spannbetonbau sind in DIN 4227 /4/ Teil 1, Abschn. 1,2 definiert.

Folgende Bezeichnungen werden in Übereinstimmung mit DIN 4227 verwendet:

Indizes: v $\hat{=}$ Vorspannung
 z $\hat{=}$ Spannstahl
 s $\hat{=}$ Betonstahl

μ_z = $100 \cdot a_z / d$ = Bewehrungsgrad des Spannstahls in %
 μ_s = $100 \cdot a_s / h$ = Bewehrungsgrad des Betonstahls in %
 μ_{vi} = ideeller Bewehrungsgrad infolge Vorspannung
 μ_g = $\mu_s + \mu_{vi}$ = Gesamtbewehrung, die für eine vorgespannte
 Platte anzusetzen ist, wenn diese rechnerisch als
 Stahlbetonplatte behandelt werden soll

β_{Sz} = Streckgrenze des Spannstahls
 β_{Ss} = Streckgrenze des Betonstahls

a_z = Spannstahlquerschnitt pro Längeneinheit
 h_z = Abstand der Spannglieder vom Druckrand
 γ_z = Neigungswinkel der Spannglieder
 z_v = Spanngliedkraft pro Längeneinheit
 σ_{zv} = z_v / a_z = Spannstahlspannung infolge Vorspannung

u_v = Ulenkkraft aus Vorspannung

n_{bv}, q_{bv}, m_{bv} = Plattenschnittgrößen am Stahlbetonquerschnitt infolge Vorspannung. Für die nachfolgenden Untersuchungen an Innenstützenbereichen von Flachdecken wird gerechnet mit:

$$n_{bv} = z_v \text{ (als Druckkraft positiv definiert)}$$

$$q_{bv} = z_v \cdot \sin \gamma_z \checkmark$$

m_{bv} = Ermittlung geeigneterweise nach der Ulenkkraftmethode

$$\sigma_{bv,N} = n_{bv}/d = z_v/d = \text{zentrische Pressung infolge Vorspannung (als Druckspannung positiv definiert)}$$

$$Q_{bv} = q_{bv} \cdot \pi \cdot (c + 2 \cdot h_z) \checkmark$$

$$= n_z \cdot A_{zi} \cdot \sigma_{zv} \cdot \sin \gamma_z \checkmark \quad (15.1)$$

= Gesamtquerkraft in einem umlaufenden Schnitt des Durchmessers $c + 2 \cdot h_z$ (Bild 15.1)

= Gesamtumlenkkraft über der Stütze

n_z = Anzahl der Schnittpunkte zwischen Spanngliedern und umlaufendem Schnitt \checkmark

A_{zi} = Querschnitt eines Spanngliedes \checkmark

Schnitt:

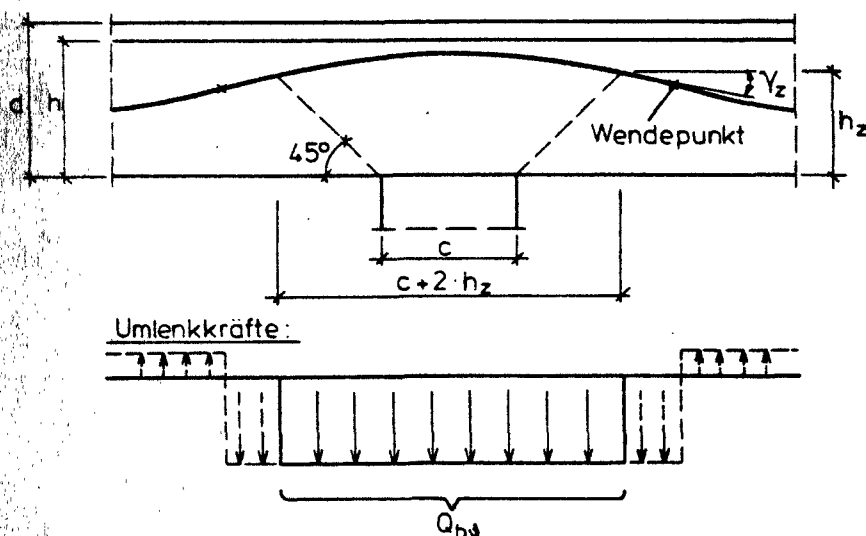


Bild 15.1:

Innenstützenbereich einer vorgespannten Flachdecke

(Nur Bewehrung einer Tragrichtung dargestellt)

Die Daten von Versuchen zum Durchstanzen vorgespannter Flachdecken sind im Anhang A1 in den Tabellen A1.9 (Grunddaten) und A1.10 (Zusatzdaten) zusammengestellt.

In Tabelle A1.10 wird in der Spalte "Bemerkungen" auf Besonderheiten einzelner Versuche hingewiesen.

15.2 Ausführung durchstanzgefährdeter Spannbetonkonstruktionen

Das von der Ausführungsseite her wichtigste Merkmal unterschiedlicher Spannbetonweisen ist die Art des Verbundes zwischen Spannglied und Konstruktionsbeton. Es sind drei Bauweisen zu unterscheiden:

(1) Vorspannung mit sofortigem Verbund:

Der Spannstahl wird bereits vor dem Betonieren gegen eine steife Schalung ("Spannbett") vorgespannt. Beim Betonieren wird zwischen Spannstahl und Beton ein Verbund geschaffen, der sich nicht von dem hinlänglich bekannten Verbund zwischen Betonstahl und Beton unterscheidet.

Bauteile dieser Art sind im allgemeinen vergleichsweise kleine, meist einachsige gespannte Fertigteile. Die Gefahr des Durchstanzens besteht nur in ganz seltenen Fällen, weshalb eine weitere Erörterung der Vorspannung mit sofortigem Verbund entfallen kann.

(2) Vorspannung mit nachträglichem Verbund:

Die Spannglieder werden in dünnwandigen Hüllrohren verlegt, die nach dem Betonieren die freie Längsbeweglichkeit der Spannglieder ermöglichen. Nach dem Erhärten des Betons werden die Spannglieder gegen den Beton vorgespannt. Anschließend werden die Hüllrohre mit Mörtel verpreßt, wodurch nachträglich Verbund zwischen Spannstahl und Beton hergestellt wird.

Durchstanzgefährdete Konstruktionen mit dieser Art Vorspannung sind im wesentlichen Plattenbrücken, gelegentlich auch dicke Sohl- oder Deckenplatten.

Die Bauweise ist in Deutschland die verbreitetste Art des Spannbetons, sie ist bereits seit 1953 bauaufsichtlich durch die DIN 4227 (z.Zt. dort in den Teilen 1 bis 5) geregelt.

(3) Vorspannung ohne Verbund:

Der Spannstahl wird im allgemeinen werksmäßig mit Korrosionsschutzfett und Kunststoffumhüllung umgeben. Die Spannglieder werden wie bei (2) gegen den erhärteten Beton vorgespannt, im Gegensatz zu (2) wird jedoch kein nachträglicher Verbund hergestellt. Die Spannglieder bleiben ein eigenständiges Tragwerkselement, das allein über Ankerkräfte und Umlenkpressungen auf den Beton einwirkt.

Diese Bauweise ist aus herstellungstechnischen Gründen (Zeitersparnis und Wetterunabhängigkeit infolge Fortfall des Verpressens) u.a. für Flachdecken besonders wirtschaftlich.

Vorspannung ohne Verbund ist bei uns erst seit 1982 durch DIN 4227 Teil 6 geregelt. Über die Anwendungsmöglichkeiten wird u.a. in /145/ und /115/ berichtet, die Berechnung und Bemessung wird u.a. in /212/ und /35/ erläutert und die ersten Ausführungsbeispiele werden in /183/ vorgestellt.

In den USA wird fast ausschließlich Vorspannung ohne Verbund verwendet. Insbesondere für lochrandgestützte Platten ("Hubdecken") und für vorgespannte Leichtbetondecken hat sich die Vorspannung ohne Verbund als äußerst wirtschaftlich erwiesen.

Beide Sonderbauweisen sind bei uns noch nicht bauaufsichtlich allgemein zugelassen. Der Abschnitt 22 der DIN 1045 gilt ausdrücklich nicht für lochrandgestützte Platten, und DIN 4227 Teil 6 verlangt für Konstruktionsleichtbeton mit Vorspannung ohne Verbund die Zustimmung im Einzelfall.

Die nachfolgenden Ausführungen befassen sich vorrangig mit Flachdecken, die ohne Verbund vorgespannt sind. Sie sind die verbreitetsten vorgespannten Bauteile mit Durchstanzgefährdung, und zur Klärung ihrer Tragfähigkeit wurden auch der überwiegende Teil der aus der Literatur bekannten Versuche zum Durchstanzen vorgespannten Platten durchgeführt.

15.3 Versuchsbeobachtungen und Meßergebnisse

15.3.1 Versuche der Verfasser /118/

Die nachfolgend beschriebenen Versuchsauswertungen entstammen weitestgehend einer von den Verfassern durchgeführten experimentellen Forschungsarbeit /118/. Das Forschungsvorhaben wurde beantragt, als sich bei der Literatur- und Versuchsdatensichtung zur vorliegenden Arbeit zeigte, daß die in der Literatur beschriebenen Versuche für die Zielsetzung dieser Arbeit nicht ausreichten. Wie aus den Datentabellen Al.9 und Al.10 ersichtlich, befassen sich fast alle fremden Versuche mit Sonderfällen (Aussparungen, Leichtbeton, Lochrandstützung etc.) oder entsprechen hinsichtlich Betonstahlbewehrung (häufig $\mu_s = 0$) und Vorspannung (Spanngliedführung und Verteilung nicht wie in DIN 4227 Teil 6, Anhang A vorausgesetzt) nicht der bei uns üblichen Ausführung vorgespannter Flachdecken.

Die Arbeit /118/ beschreibt die Durchführung von 8 Versuchen an kreisförmigen Flachdeckenausschnitten:

- Serie I: V1 Grundversuch
 V2 μ_s (Betonstahlbewehrung) verstärkt
 V3 μ_z (Spannbewehrung) verstärkt
 V4 $\mu_s = 0$, μ_z verstärkt
 V5 $\mu_z = 0$, μ_s verstärkt ✓
- Serie II: V6 gerade Spanngliedführung
 V7 Randlasteinleitung varriert
 V8 Schwellbelastung im Gebrauchslastbereich ✓

Der Versuch V5 ist dem Grundfall des Durchstanzens zuzuordnen. Da der Versuch jedoch erst nach Abschluß der Bearbeitung der entsprechenden Abschnitte 5 bis 8 durchgeführt wurde, sind seine Daten nicht bei den Grundfallversuchen in Tabelle Al.1 enthalten, sondern zusammen mit den Spannbetonversuchen in Tabelle Al.9 aufgeführt.

Nachfolgend werden ergänzend zu Abschnitt 3.5 nur die Besonderheiten bei vorgespannten Platten beschrieben.

15.3.2 Rißbildung

Ergänzung zu Abschnitt 3.5.2:

- (1) Der Rißbildungsbeginn wird allein vom Vorspanngrad, nicht dagegen von der Stärke der Betonstahlbewehrung bestimmt.
- (2) Die ersten Risse und bei zunehmender Belastung die stärkeren Risse treten stets senkrecht zur Verlegerichtung der unteren Spanngliedlage auf. Die hier geringeren Momente aus Vorspannung bewirken offensichtlich eine Tragfähigkeitsminderung dieser Tragrichtung.
- (3) Die in den Bildern 3.2 und 3.3 dargestellten Rißbilder markieren bei schwacher Vorspannung das Bewehrungsnetz durch z.T. treppenförmige Rißverläufe. Mit zunehmender Vorspannung und abnehmendem Betonstahlgehalt nimmt die Deutlichkeit dieser Erscheinung ab.

15.3.3 Bruchvorgang

Ergänzung zu Abschnitt 3.5.3:

- (1) Der an der Plattenoberseite im allgemeinen nur halbseitig auftretende Bruchriß weist bei Versuchen mit hoher Vorspannung in die Richtung, in der die Spannglieder als untere Lage verlegt sind, bei Versuchen mit hoher Betonstahlbewehrung in Richtung der untenliegenden Lage der Biegezugbewehrung. Offensichtlich erhöhen höhere Biegetragfähigkeiten (infolge größerer Hebearme der inneren Kräfte) die Durchstanztragfähigkeit.

(2) Wird eine Platte allein mit Vorspannung und gänzlich ohne Betonstahl ausgeführt (Versuch V4 in /118/), so tritt der Bruch nach Entstehen der sternförmigen Risse ein, ohne daß sich zuvor ringförmig den Stützenanschluß umlaufende Risse gebildet haben.

Dem Rißbild nach zerfiel der Flachdeckenausschnitt V4 in 4 Segmente mit radialen Trennlinien in Form von stark klaffenden Rissen in den 45°-Systemdiagonalen und mit Drehpunkt in der Druckzone eines klaffenden vertikalen Risses direkt über dem Stützenanschluß (Bild 15.2).

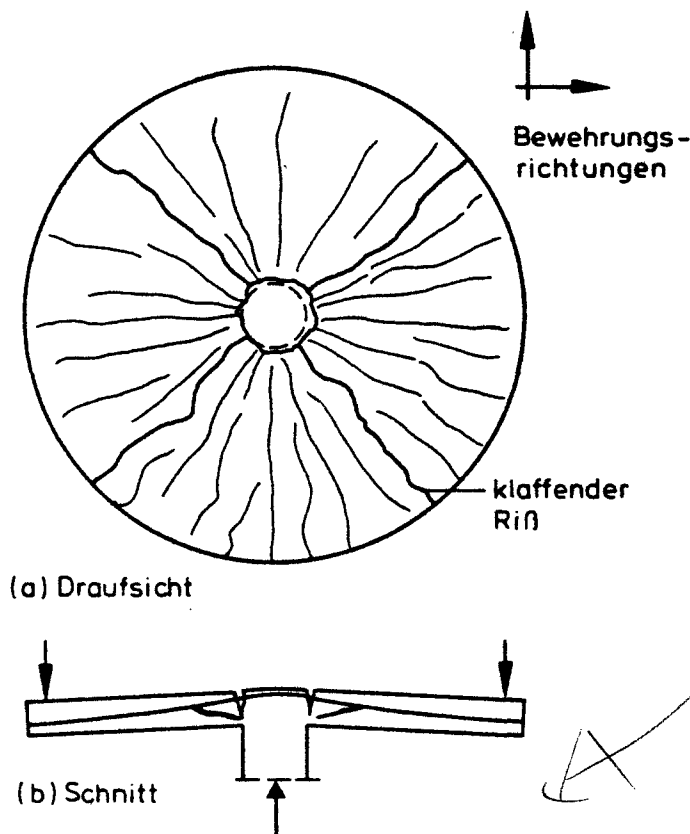


Bild 15.2:

Flachdeckenausschnitt
ohne Betonstahlbewehrung -
Rißbild kurz vor dem
Bruch

Die in Bild 15.2b zu erkennenden inneren Risse bestätigen die im Abschnitt 3.5.3 zu Bild 3.4 geäußerten Vermutungen zum Rißbildungsprozeß. Anzumerken ist, daß die Risse erst beim Zerlegen des Versuchskörpers nach dem Bruch sichtbar wurden, da beim Bruch - anders als bei Platten mit Betonstahlbewehrung - kein Durchstanzkegel herausgelöst wurde. Das Versagen trat zwar vermutlich wie gewohnt durch die Tragfähigkeiterschöpfung der Biegedruckzone um den Stützenanschluß ein, der Lage der klaffenden Risse entsprechend drückte die Stütze jedoch nur den direkt über der Stütze liegenden Plattenteil vor sich her.

15.3.4 Formänderungen der Platte

Ergänzung zu Abschnitt 3.5.4:

- (1) Bild 15.3 zeigt qualitativ die Durchbiegungen des Randes eines Flachdeckenausschnittes

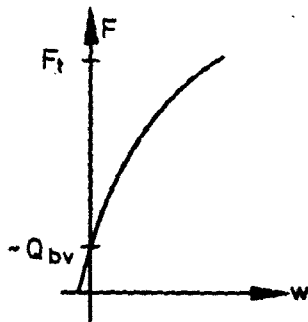


Bild 15.3: Qualitativer Verlauf der Last-Verformungskurven

(w = Durchbiegung des Plattenrandes eines vorgespannten Flachdeckenausschnittes)

Bei $F \approx Q_{bv}$ sind die negativen Verformungen infolge Vorspannung wieder ausgeglichen und es ist $w \approx 0$.

- (2) Die bis zum Bruch erreichten Durchbiegungen $w(F_u)$ sind trotz höherer Bruchlasten bei vorgespannten Platten etwas niedriger als bei vergleichbaren (gleiche Betonstahlbewehrung) nicht vorgespannten Platten. Wird allerdings auf Betonstahlbewehrung gänzlich verzichtet, so bewirken die dann auftretenden stark klaffenden Risse (Bild 15.2) kurz vor dem Bruch außergewöhnlich starke Durchbiegungszunahmen. Beim Bruch sind die Durchbiegungen etwa doppelt so groß wie bei vergleichbaren Platten (gleiche Vorspannung) mit Betonstahlbewehrung.

15.3.5 Spanngliedkräfte

(Ohne Bezug auf Abschnitt 3.5)

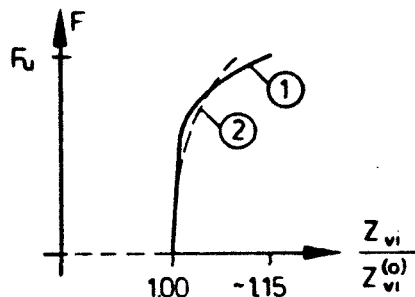


Bild 15,4: Qualitativer Verlauf der Last-Spannkraft-Kurve für ein Spannglied des Gurtstreifens (nach /118/)

- ① - Platte mit starker Vorspannung und geringer Betonstahlbewehrung
- ② - Platte mit starker Betonstahlbewehrung und geringer Vorspannung

(1) Der Spannkraftzuwachs bis zum Bruch beträgt nach Bild 15.4 und auch nach fremden Untersuchungen (u.a. /90/, /165/, /188/) für die maximal beanspruchten Spannglieder ca. 3 bis 15 %. Legt man eine Ausgangsspannung nach DIN 4227 von $\sigma_{zv,0} < 0,80 \cdot \beta_{Sz}$ bzw. $< 0,70 \cdot \beta_{Zz}$ zugrunde, so darf Spanngliedversagen als Durchstanzursache grundsätzlich ausgeschlossen werden.

(2) Je höher vorgespannt und je schwächer mit Betonstahl bewehrt wird, desto größer ist der Spannkraftzuwachs.

(3) Für die baupraktisch bei uns nicht zulässige Platte V4 aus /118/, bei der gänzlich auf Betonstahl verzichtet wurde, wurde ein Spannkraftzuwachs von ca. 20 % gemessen.

15.3.6 Beanspruchung der Biegezugbewehrung

Ergänzung zu 3.5.6:

(1) Die Kurvenverläufe der Last-Dehnungsdiagramme zeigen die Tendenz, mit zunehmender Vorspannung weniger stark ausgeprägte Knickpunkte aufzuweisen als die Kurven nicht vorgespannter Platten (Bild 3.11).

- (2) Die Vorspannung bewirkt erwartungsgemäß Stauchungen in der Zugbewehrung. Der Nulldurchgang ($\epsilon_s = 0$) liegt etwa bei $F = Q_{bv}$, so daß die Last-Dehnungskurven - zumindest im Anfangsbereich - qualitativ der Durchbiegungskurve des Bildes 15.3 gleichen.

15.3.7 Beanspruchungen der Biegedruckzone

Ergänzung zu Abschnitt 3.5.7:

- (1) Stauchungsmessungen im Beton in Richtung der schrägen Betondruckstrebe (Meßstelle ③ in Bild 3.13) zeigen mit zunehmender Vorspannung unter betragsmäßig gleicher Last (z.B. $F = 300 \text{ kN}$) geringere, kurz vor dem Erreichen des Bruches ($F/F_t \approx 1,0$) jedoch etwas höhere Werte.
- (2) Stauchungsmessungen an der Betonoberfläche und im Bauteilinneren (Beton, Biegedruckbewehrung) lassen für zunehmende Vorspannung deutliche Zunahmen der beim Bruch vorhandenen Druckzonenhöhe erkennen.

15.3.8 Randlasten - Randverformungen

In /118/ wird der Einfluß unterschiedlicher Lagerungsbedingungen des Randes von Flachdeckenanschnitten ausführlich untersucht.

Bei den in der Literatur geschilderten Versuchen sind Randbedingungen üblich, die entweder eine gegenüber der Stütze rundum konstante Randdurchbiegung oder eine rundum konstante Randstreckenlast bewirken. Für die Versuche in /118/ wurden durch Federung der Randlagerung (Federsteifigkeit rundum konstant) Randbedingungen geschaffen, die zwischen den beiden erstgenannten und versuchstechnisch einfachsten Fällen liegen.

Bei erzwungener konstanter Randdurchbiegung und auch bei rundum konstanter Randfederung stellen sich am Plattenrand in Richtung der vier Systemhauptachsen geringere Randlasten ein als in den 45° -Diagonalen. In /118/ wird diese auf den ersten Blick überraschende Feststellung erklärt.

Da insbesondere bei vorgespannten Deckensystemen Gegenteiliges Tragverhalten (verstärkte Lastabtragung in den Gurtstreifen, d.h. in Richtung der Systemhauptachsen) denkbar ist, wurde in /118/ ein Sonderversuch (V7) durchgeführt, bei dem durch rundum veränderliche Federsteifigkeiten eine entsprechende Lastabtragung erzwungen wurde. Dies führte auf eine erhöhte Tragfähigkeit, womit nachgewiesen ist, daß die üblichen und die in /118/ gewählten Versuchsbedingungen auf der sicheren Seite liegen.

15.4 Tragverhalten, Bruchmechanismus

Das Tragverhalten und Bruchmechanismus vorgespannter Platten unterscheiden sich nicht prinzipiell von dem nicht vorgespannter Platten (Abschn. 6). Die Vorspannung hat hinsichtlich der Tragfähigkeit drei Wirkungen, die in den nachfolgenden drei Abschnitten angesprochen werden.

15.4.1 Plattenschnittgrößen (Biegemoment m_{bv} , Querkraft q_{bv})

Durch ausmittig oder schräg eingebildete Ankerkräfte und durch Krümmungen der Spannglieder ("Umlenkkräfte") entstehen Krafteinwirkungen der Spannglieder auf die umgebende Stahlbetonplatte. Die Kraftwirkungen sind senkrecht zur Plattenmittelfläche gerichtet und erzeugen somit Plattenbiegemomente m_{bv} und -querkräfte q_{bv} .

Im allgemeinen wird durch geeignete Spanngliedordnung erreicht, daß die Schnittgrößen aus Vorspannung im kritischen Querschnitt um die Stütze annähernd solche m/q -Verhältnisse aufweisen wie die Schnittgrößen aus den äußeren Lasten. Aus diesem Grunde erscheint es zulässig, die gesamte günstige Wirkung der Umlenkkräfte bzw. der durch sie hervorgerufenen Schnittgrößen m_{bv} und q_{bv} allein durch eine entsprechende Erhöhung der aufnehmbaren Gesamtquerkraft zu beschreiben:

$$Q_u = Q_{u,zen} + Q_{bv} \quad (15.2)$$

Hierbei bedeuten:

- Q_u = aufnehmbare Querkraft der vorgespannten Platte
- $Q_{u,zen}$ = aufnehmbare Querkraft einer zentrisch vorgespannten Vergleichsplatte (keine Umlenkkräfte)
- Q_{bv} = Querkraft aus Vorspannung.

Läßt man Fundamente, bei denen ein nicht unbeträchtlicher Teil der Plattengleichlast unmittelbar in die Stütze eingeleitet wird (Abschn. 5.1.2), außer acht, so ist $Q_u \approx F_u$ und $Q_{uo} \approx F_{uo}$:

$$F_u = F_{u,zen} + Q_{bv} \quad (15.3)$$

- Q_{bv} ist am einfachsten als Vertikalkomponente der Spanngliedkräfte im Querschnitt um die Stütze zu ermitteln. Hierbei wird wenig verschenkt, wenn man nur die Spannkkräfte des unbelasteten Systems ansetzt und auf den geringen und schwer berechenbaren Spannungszuwachs bei Belastung bis zum Bruch verzichtet:

$$Q_{bv} = n_z \cdot A_{zi} \cdot \sigma_{zv} \cdot \sin \gamma_z \quad (\text{wie Gl. (15.1)})$$

- $F_{u,zen}$ wird nachfolgend bestimmt.

15.4.2 Scheibenschnittgrößen (Normalkraft n_{bv})

Als zweite Wirkung verbleibt der Einfluß der zentrischen Vorspannung, üblicherweise beschrieben durch die zentrische Pressung

$$\sigma_{bv,N} = n_{bv}/d \quad (15.4)$$

Während sich die Wirkung der Plattenschnittgrößen m_{by} und q_{bv} am einfachsten durch eine rechnerische Verminderung der Schnittgrößen m und q aus äußeren Lasten beschreiben läßt, ist die Wirkung der zentrischen Pressung nur über eine Erhöhung der aufnehmbaren Schnittgrößen erfaßbar. Hierbei sind folgende Einflüsse auf die Beanspruchungen im kritischen Plattenbereich um die Stütze zu unterscheiden:

- A: Verminderte Krümmung und verminderte Druckzoneneinschnürung infolge geringerer Formänderungen bzw. infolge erhöhter Biegesteifigkeit in der gesamten Platte.
- B: Verminderte Druckstrebenneigung infolge zusätzlicher horizontaler Druckkräfte im Querschnitt.
- C: Erhöhte Stauchungen in der Druckzone infolge der zusätzlichen Druckkräfte

Es ist anzunehmen, daß der günstige Einfluß B und der ungünstige Einfluß C äußerst gering sind:

Zu B: Die Normalkräfte aus Vorspannung umlaufen den Stützenanschlußbereich weitgehend, denn dieser stark gerissene Plattenbereich ist nicht nur hinsichtlich Biegebeanspruchungen sondern auch hinsichtlich Normalkraftbeanspruchungen wesentlich weicher als die umgebenden Plattenbereiche.

Zu C: Die Plattenstauchungen infolge der Normalkraft aus Vorspannung sind mindestens um eine Größenordnung geringer als die beim Bruch in der Druckzone des kritischen Stützenanschlußbereiches auftretenden Stauchungen (vergleiche Meßergebnisse).

Maßgebend ist der Einfluß A, d.h. die Biegesteifigkeitserhöhung der Platte. Die Berechnung der über diese Wirkung erzielten Tragfähigkeitssteigerung bereitet insofern Schwierigkeiten, als die Formänderungen der Gesamtplatte interessieren und somit die Steifigkeitsänderungen unterschiedlich beanspruchter Plattenbereiche zu berücksichtigen sind. Am geeignetsten erscheint es, die Wirkung über einen gedanklich erhöhten, aus Versuchsnachrechnungen zu bestimmenden Bewehrungsprozentsatz der Betonstahlbewehrung zu erfassen. Ein Ansatz dieser Art ist sinnvoll, da die Biegezugbewehrung weitgehend allein die Steifigkeit nicht vorgespannter Platten bestimmt und da sie auch in fast alle anerkannten Methoden zur Bestimmung von Durchstanzbruchlasten nicht vorgespannter Platten einfließt.

Damit ist $F_{u,zen}$ der Gl.(15.3) bestimmt als:

$$F_{u,zen} = F_{uo}(\mu_s + \mu_{vi}) \quad (15.5)$$

Hierbei ist F_{uo} die Bruchlast einer nicht vorgespannten Vergleichsplatte mit $\mu_s + \mu_{vi}$ als Bewehrungsgrad. μ_s gibt die in der vorgespannten Platte tatsächlich vorhandene Betonstahlbewehrung an, und μ_{vi} beschreibt die Wirkung der zentrischen Vorspannung. μ_{vi} ist eine Funktion von $\sigma_{bv,N}$ und ist durch Versuchsnachrechnungen zu ermitteln.

15.4.3 Rißverklammerung über Verbund

Die dritte Wirkung der Vorspannung besteht darin, daß sie ggf. die Biegezugbewehrung darin unterstützt, die sie kreuzenden Risse zu verklammern und starke Öffnungen dieser Risse zu verhindern. Voraussetzung hierfür ist, daß Verbund zwischen dem Spannglied und dem umgebenden Beton besteht. Die Wirkung ist deshalb nur bei Vorspannung mit Verbund vorhanden.

Die rechnerische Erfassung der Tragfähigkeitssteigerung, die durch Rißverklammerung bei Vorspannung mit Verbund erreicht wird, ist äußerst schwierig, zumal zur Überprüfung von theoretischen Ansätzen keine ausreichenden experimentellen Untersuchungen vorliegen.

Weiteres hierzu siehe Abschnitt 15.7.4.

15.5 Vorliegende Berechnungsvorschläge

Die ältesten Berechnungsvorschläge stammen aus den USA und beziehen sich auf Decken, die ohne jede Betonstahlbewehrung und mit Vorspannung ohne Verbund ausgeführt sind.

Scordelis, Lin und May /184/ schlugen 1958 für Hubdecken vor:

$$\tau_u = \beta_C \cdot (0,175 - 0,0035 \beta_C + 0,00014 \cdot z_v) \quad (15.6)$$

mit β_C in N/mm² und z_v in N/mm = kN/m.

Grow und Vanderbilt /74/ empfahlen 1967 für Leichtbetonplatten:

$$\tau_u = 2,5 + 0,30 \cdot \sigma_{bv,N} \quad (15.7)$$

Der maßgebende Schnitt ist bei beiden Vorschlägen direkt um den quadratisch angenommenen Stützenanschluß (bzw. Auflager-Stahlkragen) zu legen. Seine Nutzhöhe ist gleich dem Abstand der Spannglieder vom Biegedruckrand, gemessen am Hochpunkt der Spanngliederführung über der Stütze.

Andersson /17/ entwickelte 1964 Berechnungs- und Bemessungsverfahren für Hubdecken unter Verwendung eines Modelles ähnlich dem von Kinnunen und Nylander /110/ für Ort-betonplatten (Abschnitt 5.2). Primär wurden Stahlbeton-Hubdecken behandelt; durch entsprechende Modifikationen bzw. Ergänzungen wurden jedoch auch Hubdecken mit Vorspannung ohne Verbund erfaßt.

Nylander und Kinnunen /156/ machten 1976 einen Vorschlag für die Einarbeitung ihres Bruchlastbestimmungsverfahrens für Stahlbetonplatten /110/ in die schwedische Stahlbetonvorschrift. Zur Anwendung ihres Vorschlages bei vorgespannten Platten schlugen sie folgende Modifikation vor, die ihrer Ableitung nach Vorspannung mit Verbund voraussetzt.

Die Spannglieder (μ_z , β_{Sz}) werden gedanklich durch zusätzlichen Betonstahl (μ_{vi} , β_{Svi}) ersetzt. Diese ideelle Bewehrung bewirkt bei Erreichen ihrer Streckgrenze

$$\beta_{Svi} = \beta_{Sz} - \sigma_{zv} \quad (15.8)$$

das gleiche Moment um die Druckzone wie der Spannstahl bei Erreichen seiner Streckgrenze β_{Sz} . Die unterschiedliche Höhenlage der Stähle wird pauschal durch einen Faktor 0,85 berücksichtigt. Damit folgt

$$\mu_{vi} = \mu_z \cdot 0,85 \cdot \beta_{Sz} / \beta_{Svi} \quad (15.9)$$

Die Tragfähigkeit der vorgespannten Platte wird nunmehr berechnet als Tragfähigkeit einer Stahlbetonplatte mit dem Bewehrungsgehalt $\mu_s + \mu_{vi}$:

$$F_u = F_{uo} (\mu_s + \mu_{vi}) \quad (\text{wie Gl. (15.5)})$$

Alle weiteren Berechnungsvorschläge bauen ebenfalls auf Berechnungsmethoden zum Durchstanzen nicht vorgespannter Platten auf. Im Prinzip lassen sich alle Vorschläge darstellen als:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_v + Q_{bv} \quad (15.10)$$

F_{uo} ist die Traglast einer nicht vorgespannten Vergleichsplatte (gleiche Betonstahlbewehrung wie die vorgespannte Platte), der Beiwert α_v beschreibt die Tragfähigkeitssteigerung infolge der zentrischen Vorspannpressung $\sigma_{bv,N}$, und Q_{bv} gibt die Tragfähigkeitserhöhung infolge der Umlenkkräfte u_v aus Vorspannung an.

Herzog /92/ wertete 1974 die bis dahin bekannten Versuche an vorgespannten Hubdecken neu aus und empfahl zur Berechnung solcher Platten:

$$\alpha_v = 1 + \sigma_{bv,N} / \beta_C \quad (15.11)$$

Hawkins, Criswell und Roll /87/ schlugen 1974 vor, zur Erweiterung der damaligen amerikanischen Stahlbetonvorschrift bei Spannbetonbauteilen von der Hauptspannung σ_1 des Betons als maßgebende Größe auszugehen.

Für gerissene Stahlbetonquerschnitte ist $\sigma_1 = \tau$. Nach Abschnitt A5.27 im Anhang A5 ist die Bruchschubspannung von Stahlbetonplatten (nachfolgend Index "o") $\tau_{uo} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_C}$. Damit ist die maßgebende Hauptzugspannung σ_{1u} bekannt als

$$\sigma_{1u} = \tau_{uo} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_C} = \sqrt{\beta_C} / 3,0 \quad (15.12)$$

Nach Abschnitt A5.27 wird die vorhandene Schubspannung ermittelt als

$$\tau_{uo} = Q_{uo} / u_\tau \cdot h \quad (15.13)$$

Wobei Q_{uo} die im maßgebenden Schnitt (Umfang u_τ) wirksame Querkraft ist.

Bei ungerissenen Spannbetonquerschnitten ist bei Vernachlässigung des für σ_1 geringen Einflusses der Biegemomente aus Vorspannung und bei definitionsgemäßen Ansatz der zentrischen Pressung aus Vorspannung $\sigma_{bv,N}$ als positive Spannung:

$$\sigma_{lu} = -\sigma_{bv,N}/2 + \sqrt{(-\sigma_{bv,N}/2)^2 + \tau_u^2} \quad (15.14)$$

Nach τ_u aufgelöst folgt mit $\sigma_{lu} = \tau_{uo}$ (aus Gl.(15.12)):

$$\tau_u = \tau_{uo} \cdot \sqrt{1 + \sigma_{bv,N}/\tau_{uo}} \quad (15.15)$$

Die Schubspannung im ungerissenen Querschnitt ist

$$\tau_u = 1,5 \cdot Q_u / u \cdot h \quad (15.16)$$

Mit Gl.(15.12), (15.13) und (15.15) folgt hieraus:

$$Q_u = Q_{uo} \cdot 0,667 \cdot \sqrt{1 + 3,0 \cdot \sigma_{bv,N}/\sqrt{\beta_C}} \quad (15.17)$$

Mit $Q = F$ ergibt sich somit für den allgemeinen Ansatz der Gl.(15.10):

$$\alpha_v = 0,667 \cdot \sqrt{1 + 3,0 \cdot \sigma_{bv,N}/\sqrt{\beta_C}} \quad (15.18)$$

Die deutsche Spannbetonvorschrift DIN 4227 /4/ von 1979 greift auf das Nachweisverfahren der Stahlbetonvorschrift DIN 1045 zurück. Im Teil I, Abschnitt 12.9 legt sie fest:

- Bei dem für Gebrauchslasten zu führenden Nachweis dürfen Querkkräfte aus Vorspannung voll zur Abminderung der Betonschubspannungen angesetzt werden.
- Der Nachweis ist für eine Stahlbetonplatte zu führen, deren Bewehrungsprozentsatz rechnerisch

$$\mu_g = \mu_s + \mu_{v1} \quad (15.19)$$

$$\text{mit} \quad \mu_{v1} = 100 \cdot \sigma_{bv,N}/\beta_{Ss} \quad (15.20)$$

beträgt. Hierbei ist β_{Ss} die Streckgrenze des Betonstahls, und der Faktor 100 ist wegen der Dimension $\%$ der Bewehrungsgrade erforderlich.

Nach Heft 320 des DAfStb /5/ liegt dem Ansatz der Gedanke zugrunde, für den Bruchzustand die Spannkraft $z_{vu} \approx \sigma_{bv,N} \cdot d$ (es wird kein Spannkraftzuwachs aus Lastdehnung angesetzt) durch eine ideelle Stahlzugkraft $z_{vi,u} = a_{vi} \cdot \beta_{Ss} = \mu_{vi} / 100 \cdot h \cdot \beta_{Ss}$ zu ersetzen. Der Ansatz der Gl.(15.20) folgt, wenn man $d/h \approx 1,0$ setzt.

Da der Bewehrungsprozentsatz die rechnerische Tragfähigkeit einer Stahlbetonplatte mit der Funktion $\sqrt{\mu}$ beeinflusst (s. Abschnitt 7.1.1), entspricht der Ansatz einem α_v -Wert von

$$\alpha_v = \sqrt{1 + 100 \cdot \sigma_{bv,N} / \mu_s \cdot \beta_{Ss}} \quad (15.21)$$

Das beschriebene Verfahren gilt für Vorspannung mit und ohne Verbund. Zu beachten ist, daß der Nachweis für Gebrauchslasten zu führen ist. Aus Gl.(15.10) wird deshalb

$$F_a = F_{ao} \cdot \alpha_v + Q_{bv} \quad (15.22)$$

Die CEB-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton /8/ enthält keine Angaben zum Durchstanzen vorgespannter Platten.

Die FIP-Empfehlungen von 1980 für die Berechnung von vorgespannten Flachdecken /9/ schlagen eine Berechnung vor, die - wie die DIN 4227 - auf den in Heft 320 erläuterten Gedanken beruht. Es gilt auch hier:

$$\mu_{vi} = 100 \cdot \sigma_{bv,N} / \beta_{Ss} \quad (\text{wie Gl.(15.20)})$$

Die FIP-Empfehlungen geben τ_{uo} wie die CEB-Mustervorschrift als Funktion von $(1 + 0,5 \cdot \mu)$ an. Daraus folgt

$$\alpha_v = 1 + \frac{100 \cdot \sigma_{bv,N} / \beta_{Ss}}{2 + \mu_s} \quad (15.23)$$

Da der Nachweis als Bruchsicherheitsnachweis zu führen ist, gilt Gl.(15.10) ohne Einschränkung. Eine Gleichung für

die zulässige Last, wie mit Gl.(15.22) für die DIN 4227 angegeben, hat bei Verwendung der CEB-Teilsicherheitsbeiwerte ($\gamma_{g+p} \approx 1,4$ und $\gamma_v = 0,9$) die Form

$$F_a = F_{ao} \cdot \alpha_v + Q_{bv} \cdot \gamma_v / \gamma_{g+p} \quad (15.24)$$

$$\approx F_{ao} \cdot \alpha_v + Q_{bv} / 1,56 \quad (15.25)$$

Die britischen Empfehlungen von 1979 für die Berechnung vorgespannter Platten /11/ gehen ebenfalls vom gleichen Grundgedanken aus wie die DIN 4227. Dabei wird jedoch die Stahlstreckgrenze auf $\beta_{ss} = 410 \text{ N/mm}^2$ festgeschrieben. Da τ_{uo} wie im DIN 1045 eine Funktion von $\sqrt{\mu}$ ist, gelten die Gleichungen (15.20) und (15.21) auch hier, sofern β_{ss} wie angegeben eingesetzt wird. Der Nachweis ist als Bruchsicherheitsnachweis zu führen, so daß Gl.(15.10) ohne Änderung gilt.

Die amerikanische Stahlbetonvorschrift /12/ von 1983 gibt für vorgespannte Platten als rechnerische Bruchschubspannung an

$$\tau_u = 0,29 \cdot \sqrt{\beta_c} + 0,3 \cdot \sigma_{bv,N} \quad (15.26)$$

Bezogen auf $\tau_{uo} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_c}$ (s. Tabelle 5.1, Zeile 18) bedeutet dies:

$$\alpha_v = 0,875 \cdot (1 + 1,03 \cdot \sigma_{bv,N} / \sqrt{\beta_c}) \quad (15.27)$$

Der Nachweis ist als Bruchsicherheitsnachweis zu führen, so daß Gl.(15.10) ohne Änderung gilt.

15.6 Versuchsnachrechnungen

Tabelle 15.1 zeigt die statistische Auswertung von Versuchsnachrechnungen. Die Ergebnisse sind getrennt angegeben für die Gesamtzahl der Versuche an vorgespannten Platten (linke Tabellenhälfte, Versuche nach Tab. A1.10) und für die Grundversuche V1 bis V6 aus /118/ (rechte Tabellenhälfte, Versuche s. Abschn. 15.3.1).

In Zeile 1 bis 4 werden Bruchlasten (F_u) ausgewertet. Die Grundlast F_{uo} wird nach Ansatz "G2" berechnet, wobei als Bewehrung μ nur die tatsächlich vorhandene Betonstahlbewehrung μ_s angesetzt wird. Variiert wird der Beiwert α_v , der den Einfluß der zentrischen Pressung aus Vorspannung berücksichtigt:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_v + Q_{bv} \quad (\text{wie Gl. (15.10)})$$

Da für Versuche ohne Betonstahlbewehrung $F_{uo} = 0$ ist, können 33 Versuche der insgesamt 91 Versuche mit Vorspannung nicht mit ausgewertet werden.

In Zeile 5 bis 13 werden zulässige Lasten (F_a) ausgewertet. Die Grundlast F_{a0} wird sowohl nach der DIN 1045 als auch nach den beiden Änderungsvorschlägen des Abschn. 7.4.3 berechnet. Der Einfluß der zentrischen Pressung aus Vorspannung wird stets über eine ideelle Erhöhung des Bewehrungsgrades entsprechend DIN 4227 berücksichtigt ($\mu_g = \mu_s + \mu_{v1}$, $\mu_{v1} = 100 \cdot \sigma_{bvN} / \beta_{ss}$). Hierbei wird für Platten ohne Betonstahlbewehrung, für die ein Wert β_{ss} nicht definiert ist, mit $\beta_{ss} = 420 \text{ N/mm}^2$ gerechnet, um auch diese Platten in die Auswertung einbeziehen zu können. Variiert wird der Faktor γ_v / γ_{g+p} der resultierenden Umlenkraft über der Stütze Q_{bv} :

$$F_a = F_{ao}(\mu_g) + Q_{bv} \cdot \gamma_v / \gamma_{g+p} \quad (15.28)$$

Ausgehend von $\gamma_v = 1,0$ wird für γ_{g+p} angesetzt:

- 1.: $\gamma_{g+p} = 1,00$ nach Gl.(15.22) entsprechend Durchstanzsicherheitsnachweis nach DIN 4227
- 2.: $\gamma_{g+p} = 1,75$ entsprechend Biegebruchsicherheitsnachweis nach DIN 4227
- 3.: $\gamma_{g+p} = 2,50$ entsprechend vorgeschlagenem Sicherheitskonzept (Abschn. 7.3).

Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse sind vorwiegend die Ergebnisse der rechten Tabellenhälfte zu werten, da die Versuche der linken Tabellenhälfte zu einem sehr großen Teil Besonderheiten aufweisen, die rechnerisch nur schwer zu erfassen sind und die deshalb zu vergleichsweise hohen Streuungen der Versuchsergebnisse führen. Die Besonderheiten wurden entsprechend den Empfehlungen dieser Arbeit berücksichtigt (ausmittige Stützenlast, Aussparungen, Schubbewehrung und Randstützen nach Abschnitt 14; Leichtbeton mit $\alpha_{LB} = 0,80$; Hubdecken mit Kragenaußenkante als Ersatzstützenquerschnitt).

Bild 15.5 veranschaulicht die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen nach Zeile 4 der Tabelle (Vorschlag "V" nach Abschnitt 15.7.3), indem es die ermittelten Sicherheiten $\gamma = F_t / F_u$ in Abhängigkeit der Verhältnisse Q_{bv} / F_u darstellt. Es wird gewissermaßen die Tragfähigkeit F_t in Abhängigkeit der resultierenden Vorspannquerkraft Q_{bv} dargestellt, wobei die Darstellung durch die Verwendung bezogener Größen (Bezugsgröße F_u = rechnerische Tragfähigkeit) ermöglicht wird.

Zeile	F_u o. F_a	F_{uo} bzw. F_{ao} nach Berech. Gl.		σ_v bzw. μ_{vi} nach Berech. Gl.		γ_v γ_{g+p}	Spannbetonversuche aus Tabelle A1.11 (91 Versuche)					Versuche V1 bis V6 aus /118/ (6 Versuche)				
							n	γ_m	v	γ_5	γ_{95}	n	γ_m	v	γ_{min}	γ_{max}
							$n_o=58$ (33 Versuche mit $\mu=0$)					$n_o=5$ (1 Versuch mit $\mu=0$)				
1	F_u	"G2"	(6.3)	Herzog /92/	(15.11)	1,0 $\hat{=}$ Vor- schlag "v"	52	1,47	0,261	0,79	2,21	5	1,07	0,090	0,89	1,16
2				Hawkins /87/	(15.18)		52	1,58	0,260	0,86	2,54	5	1,16	0,126	0,89	1,32
3				ACI-Stan./12/	(15.27)		52	1,30	0,253	0,73	2,06	5	0,99	0,058	0,89	1,06
4				DIN 4227 /4/	(15.21)		52	1,11	0,210	0,70	1,60	5	0,94	0,035	0,89	0,97
5	F_a	DIN 1045 (7.2)	DIN 4227 /4/ (15.20) ($\hat{=}$ Vorschl. "v")			1,0	81	2,46	0,223	1,67	3,61	6	2,12	0,149	1,78	2,66
6		"G3" (7.5)					81	1,98	0,172	1,47	2,74	6	1,87	0,119	1,59	2,25
7		"G2"/2,5 (6.3)					81	2,46	0,243	1,67	3,82	6	1,99	0,133	1,69	2,42
8		DIN 1045 (7.2)				1/1,75	81	2,67	0,185	1,90	3,73	6	2,40	0,058	2,20	2,66
9		"G3" (7.5)					81	2,13	0,151	1,58	2,82	6	2,09	0,049	1,99	2,35
10		"G2"/2,5 (6.3)					81	2,69	0,212	1,73	3,95	6	2,23	0,048	2,09	2,42
11		DIN 1045 (7.2)				1/2,50	81	2,77	0,172	2,01	3,80	6	2,54	0,041	2,40	2,66
12		"G3" (7.5)					81	2,21	0,145	1,64	2,92	6	2,21	0,046	2,01	2,35
13		"G2"/2,5 (6.3)					81	2,80	0,204	1,76	4,00	6	2,35	0,034	2,21	2,43

Tabelle 15.1: Statistische Auswertung der Sicherheiten γ von Versuchen mit Vorspannung($\gamma = F_t/F_u$ bzw. F_t/F_a , Erläuterungen siehe im Text)

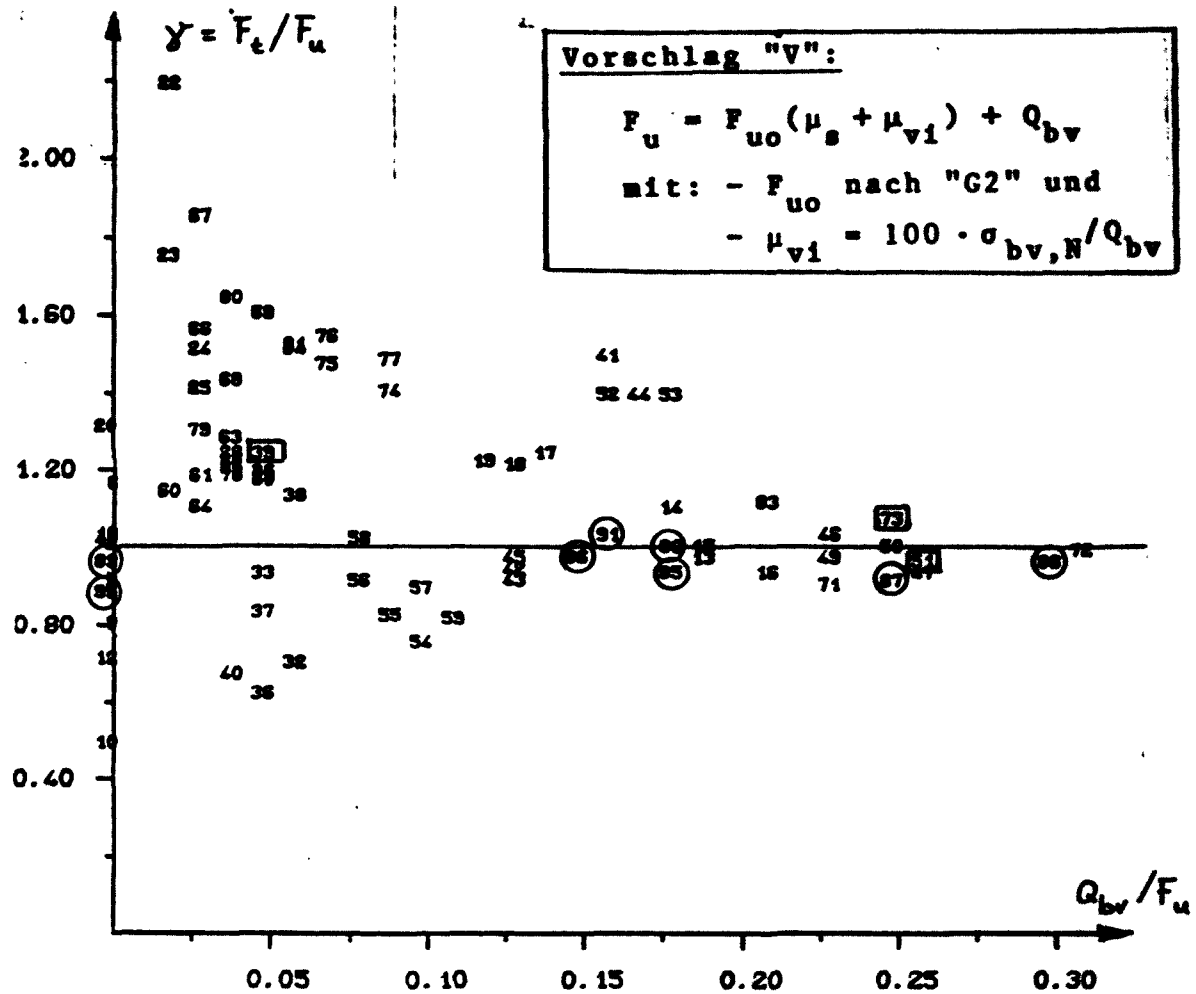


Bild 15.5: Verhältnswerte γ der Versuche aus
 Tab. A1.9 bzw. A1.10 (Vorgespannte Platten)

$$\gamma = F_t / F_u$$

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_u = rechnerische Bruchlast nach Vorschlag "v"
 (s. Abschnitt 15.7.3)

Q_{bv} = Querkraft aus Vorspannung bzw.

= Gesamtumlenkkraft über der Stütze (s. Gl.(15.1))

○ = Versuche der Verfasser /118/

□ = Versuche mit Vorspannung mit Verbund

(Alle anderen Versuche wurden mit Vorspannung
 ohne Verbund durchgeführt)

Die Versuche sind durch die in Tab. A1.9 bzw. A1.10
 angegebenen Versuchsnummern gekennzeichnet.

15.7 Bewertung der Nachrechnungsergebnisse

15.7.1 Plattenschnittgrößen (Biegemoment m_{bv} , Querkraft q_{bv})

Nach Abschnitt 15.4.1, Gl.(15.3) kann die Wirkung der Umlenkkräfte bzw. der aus den Umlenkkräften resultierenden Schnittgrößen m_{bv} und q_{bv} dadurch berücksichtigt werden, daß die rechnerische Tragfähigkeit der zentrisch vorgespannten Platte um Q_{bv} erhöht wird.

Bild 15.5 bestätigt (s. insbesondere Versuche aus /118/) die theoretischen Überlegungen, nach denen zur Bruchlast-berechnung Q_{bv} in vollem Umfang, d.h. mit dem Faktor 1,0 anzusetzen ist.

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_v für Vorspannung (Q_{bv}) und γ_{g+p} für äußere Lasten (F_a und F_{ao}) geht der Faktor 1,0 der Bruchlastberechnungsansätze für Berechnungen zulässiger Lasten über in γ_v/γ_{g+p} . Die geringsten Streuungen der Versuchsergebnisse muß man nun erhalten, wenn man $\gamma_v = 1,0$ und $\gamma_{g+p} = \gamma_m \approx 2,50$ setzt. Hierbei bedeutet $\gamma_v = 1,0$, daß die rechnerisch angesetzte Vorspannung im Versuch exakt vorhanden war, und $\gamma_{g+p} = \gamma_m \approx 2,50$ bedeutet, daß man für die äußeren Lasten, die den zulässigen Lasten gegenüberzustellen sind, eine Sicherheit von im Mittel $\gamma_m \approx 2,5$ erwartet. Nach Tabelle 15.1 (vergl. Zeile 11 bis 13 mit 5 bis 10) erhält man tatsächlich die geringsten Streuungen für $\gamma_v/\gamma_{g+p} = 1/2,5$. Somit bestätigt auch Tabelle 15.1 die theoretischen Überlegungen des Abschnittes 15.4.1.

15.7.2 Scheibenschnittgrößen (Normalkraft n_{bv})

Nach Abschn. 15.4.2 ist die Wirkung von n_{bv} bzw. der aus n_{bv} resultierenden zentrischen Pressung $\sigma_{bv,N}$ am geeignetsten durch eine gedankliche Erhöhung des Bewehrungsgrades um eine ideelle Bewehrung μ_{vi} zu berücksichtigen.

In Tabelle 15.1 werden in den Zeilen 1 bis 4 unterschiedliche α_v -Ansätze für die Berücksichtigung des Einflusses von $\sigma_{bv,N}$ geprüft. Die geringsten Streuungen und damit die beste Eignung zeigt der Ansatz der DIN 4227. Er ist der einzige der vier geprüften Ansätze, der der o.g. Theorie entsprechend am Bewehrungsgrad μ ansetzt und in dem demzufolge der Quotient $\sigma_{bv,N}/\mu_s$ auftritt. In allen drei anderen Ansätzen wird $\sigma_{bv,N}$ auf β_c bzw. eine Funktion von β_c bezogen.

Auch durch Variation der Faktoren und Potenzen in den vier geprüften Ansätzen erwies sich der Ansatz der DIN 4227 als kaum noch verbesserbar und als deutlich geeigneter als Variationen zu den anderen drei Ansätzen.

15.7.3 Berechnungsvorschlag

Aus den zwei vorangegangenen Abschnitten folgt als geeignetster Vorschlag zur Bruchlastberechnung die bereits in Zeile 4 der Tab. 15.1 verwendete Berechnungsmethode.

Vorschlag "V":

$$F_u = F_{u0} \cdot \alpha_v + Q_{bv} \quad \checkmark \text{ (wie Gl. (15.10))}$$

$$\alpha_v = \sqrt{1 + 100 \cdot \sigma_{bv,N} / \mu_s \cdot \beta_{ss}} \quad \checkmark \text{ (wie Gl. (15.21))}$$

Der Ansatz für α_v entspricht der Regelung der DIN 4227, die die Tragfähigkeitserhöhung infolge einer zentrischen Pressung berücksichtigt, indem die Betonstahlbewehrung μ_s rechnerisch um den Betrag

$$\mu_{v1} = 100 \cdot \sigma_{bv,N} / \beta_{ss} \quad (\text{wie Gl. (15.20)})$$

erhöht wird.

Zur mechanischen Interpretation dieser Vorgehensweise ist folgende Anmerkung zu machen. Wie erwähnt, wird im Heft 320 /5/ der Ansatz damit begründet, daß für den Bruchzustand die Spanngliedkräfte durch die Kräfte einer ideellen bis zur Streckgrenze ausgelasteten Betonstahlbewehrung zu ersetzen sind. Hierbei wird in zwei Punkten nicht bedacht, daß die Wirkung einer zentrischen Pressung aus Vorspannung und auch die Wirkung einer Betonstahlbewehrung hauptsächlich darin besteht, die Formänderungen der Gesamtplatte gering zu halten, um dadurch die Öffnung des Bruchrisses und die Einschnürung der Druckzone an der Wurzel dieses Risses klein zu halten. Erstens sind - da somit die Biegesteifigkeit maßgebend ist - nicht Kräfte sondern Biegemomente einander gleichzusetzen, d.h. es sind die unterschiedlichen Hebelarme der zentrischen Vorspannung und der außenliegenden ideellen Bewehrung zu berücksichtigen. Zweitens ist - da die Formänderungen der Gesamtplatte interessieren - eine mittlere über den Stützenbereich wirksame Spannung des Betonstahl maßgebend. Diese aber liegt weit unter der Streckgrenze β_s , die - wenn überhaupt - nur in einem sehr kleinen Bereich um den Stützenanschluß erreicht wird.

Angemessener zur Interpretation ist folgende Vorstellung: Die maßgebende mittlere Stahlspannung beträgt ca. $\beta_{ss}/2$ und die auf die Druckzone bezogenen Hebelarme von zentrischer Vorspannung und Stahlzugkraft verhalten sich wie 1:2. Bildet man nun das Momentengleichgewicht, so heben sich die beiden Faktoren $1/2$ auf und man erhält mit $d/h = 1,00$ ebenfalls den Ansatz der DIN.

Die Interpretation entspricht mit vereinfachenden Annahmen dem mechanischen Hintergrund. Sie ist nicht als befriedigende theoretische Begründung für den gewählten und der DIN 4227 entsprechenden Ansatz aufzufassen, sondern le-

diglich als Plausibilitätserklärung. Seine Bestätigung erfährt der DIN-Ansatz durch Versuchsnachrechnungen.

15.7.4 Einfluß des Verbundes zwischen Spannstahl und Beton

Nach Abschnitt 15.4.3 besteht die tragfähigkeitssteigernde Wirkung des Verbundes darin, daß Spannglieder, die im Verbund liegen, die Betonstahlbewehrung bei der Rißverklammerung unterstützen.

Nur 9 der 91 Versuche an vorgespannten Platten wurden mit Vorspannung mit Verbund ausgeführt. Die 6 Platten aus /157/ sind für Untersuchungen über die Wirkung des Verbundes ungeeignet, da es sich um einachsige gespannte Platten handelt, für die die notwendigen Vergleichsversuche mit Vorspannung ohne Verbund oder ohne Vorspannung fehlen.

Zu den verbleibenden 3 Versuchen gibt es innerhalb der jeweiligen Versuchsserie jeweils einen fast gleichartigen Vergleichsversuch mit Vorspannung ohne Verbund:

1. Aus /64/ : L-7 + L-1 , $\mu_s = 0$
2. Aus /188/: I5 + I4 , $\mu_s = 0,42\%$
3. Aus /165/: P9 + P8 , $\mu_{rad} = 0$, $\mu_{tang} = 0,3\%$

Geht man von Vorspannung ohne Verbund aus, so ergeben sich aus der Nachrechnung der 3 Versuche infolge des Verbundes Tragfähigkeitsänderungen um ca. +5% , -4% bzw. +8% (Berechnung hierbei nach Vorschlag "V").

Offensichtlich bewirkt der Verbund zwischen Spannstahl und Beton keine Tragfähigkeitssteigerung, falls bereits Bewehrung mit Verbund in Form von Betonstahlbewehrung vorhanden ist. Nur wenn keine Betonstahlbewehrung vorhanden ist, ist eine - wenn auch nur sehr geringe - Tragfähigkeitssteigerung zu erwarten.

15.7.5 Platten ohne Betonstahlbewehrung

Die Nachrechnungsergebnisse der Versuche ohne Betonstahlbewehrung ($\mu_s = 0$) passen sich (bei Verwendung des Ansatzes "V" mit $\beta_{ss} = 420 \text{ N/mm}^2$) ohne Auffälligkeit in das Gesamtbild der Ergebnisse ein. Der in Zeile 4 der Tabelle 15.1 in der rechten Hälfte als einziger Versuch aus /118/ wegen $\mu_s = 0$ nicht mitgewertete Versuch V4 beispielsweise liegt mit $\gamma = 0,96$ sehr nahe am dortigen Mittelwert $\gamma = 0,94$.

Dies bedeutet, daß bei Berechnungen der Durchstanztragfähigkeit vorgespannte Platten ohne Betonstahlbewehrung prinzipiell nicht anders zu behandeln sind als vorgespannte Platten mit Betonstahlbewehrung.

15.7.6 Spanngliedverteilung

Die Versuchsauswertungen enthalten sowohl Flachdecken und Flachdeckenausschnitte mit gleichmäßig verteilt angeordneten Spanngliedern, als auch solche mit Spanngliedkonzentrationen über der Stütze. Zum Teil waren auch nur über der Stütze Spannglieder angeordnet ("Stützstreifenvorspannung").

Die Versuchsergebnisse zeigen bei Berechnung nach Vorschlag "V" keine erkennbaren Zusammenhänge zwischen den Tragfähigkeiten und der Spanngliedanordnung. Vermutlich breitet sich auch bei am Rand konzentriert eingeleiteten Spanngliedkräften die Vorspannung bis zum kritischen Stützenanschlußbereich in einer Weise aus, die die Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung - wie sie bei der Ermittlung der $\sigma_{bv,N}$ -Werte in Tabelle A1.10 zugrunde gelegt wurde - zuläßt.

15.7.7 Sonderfälle

Die nachgerechneten Versuche, die zusätzlich zur Vorspannung auch noch weiteren Sonderfällen zuzuordnen sind, wurde entsprechend den Empfehlungen der vorliegenden Arbeit nachgerechnet (Abschn. 15.6, vorletzter Absatz).

Die ermittelten γ -Werte nach Vorschlag "V" liegen im allgemeinen über 1,00. Dies ist im Bild 15.5 deutlich zu sehen und spiegelt sich auch in Tabelle 15.1 in den vergleichsweise hohen γ_m -Werten der linken Tabellenhälfte wider. Die hohen γ -Werte lassen auch bei Betrachtung der Einzelergebnisse den Schluß zu, daß die für die Sonderfälle vorgeschlagenen Regelungen auch für vorgespannte Platten geeignet sind. Die Tatsache, daß diese Regelungen oft vorsichtig und auf der sicheren Seite liegend gewählt wurden, erklärt die häufig weit über 1,0 liegenden γ -Werte der Versuche sowie die sich in der Folge einstellenden vergleichsweise starken Streuungen der Nachrechnungsergebnisse.

15.8 DIN 4227

Die Regelung der DIN 4227 ist im Abschnitt 15.5 beschrieben. ✓

Der Ansatz für μ_{vi} bzw. α_v hat sich als optimal für die Berücksichtigung der zentrischen Pressung $\sigma_{bv,N}$ erwiesen und wurde in den Berechnungsvorschlag "V" aufgenommen. Lediglich die mechanische Begründung des Ansatzes nach Heft 320 bedarf einer Korrektur (Abschn. 15.7.3). ✓

Eine Änderung des DIN-Ansatzes ist hinsichtlich der Berücksichtigung von Q_{bv} erforderlich. Dadurch, daß der Durchstanznachweis als Gebrauchsspannungsnachweis geführt wird und Q_{bv} hierbei voll angesetzt werden darf, verringern große Q_{bv} -Werte die angestrebte Sicherheit erheblich. Im theoretischen Extremfall mit $F_{ao} \rightarrow 0$ sinkt die angestrebte Sicherheit von $\gamma > 2,10$ bis auf $\gamma = 1,00$ ab. Geht man korrekt vom Bruchzustand aus, so ist Q_{bv} um den Faktor γ_v/γ_{g+p} zu vermindern. Nach DIN 4227 beträgt dieser Faktor $1/1,75$. Die Versuchsnachrechnungen der Zeilen 8 - 10 in Tabelle 15.1 bezeugen, daß dieser Abminderungsfaktor ausreichende Sicherheiten gewährleistet. ✓

Vorgeschlagen wird somit, die derzeitige Regelung der DIN 4227 mit einer Modifikation nur hinsichtlich des Ansatzes von Q_{bv} beizubehalten:

bzw.

mit

F_u	$=$	$F_{uo}(\mu_s + \mu_{vi}) + Q_{bv}$	✓
F_a	$=$	$F_{ao}(\mu_s + \mu_{vi}) + Q_{bv}/1,75$	✓
μ_{vi}	$=$	$100 \cdot \sigma_{bv,N}/\beta_{ss}$	✓

(15.29)

(15.30)

(15.31)

Der Ansatz gilt gleichermaßen für Vorspannung mit Verbund wie auch für Vorspannung ohne Verbund. ✓

Prüfung
19
Zusammen

Insbesondere im Hinblick auf die Vorspannung ohne Verbund sind einige Anmerkungen notwendig.

- (1) An der Forderung nach einer Mindestbewehrung aus Betonstahl sollte aus Sicherheitsgründen auch weiterhin festgehalten werden, auch wenn die Versuchsnachrechnungen belegen, daß der Ansatz der DIN (mit $\beta_{ss} = 420 \text{ N/mm}^2$ zur Ermittlung von μ_{vi}) auch für Platten ohne Betonstahlbewehrung die erforderliche Sicherheit gewährleistet.
- (2) Bei der Ermittlung von Q_{bv} sollte auch dann weiterhin nur die Ausgangsvorspannung angesetzt werden, wenn der Durchstanznachweis nach einer entsprechenden Änderung der DIN-Vorschriften als Bruchsicherheits- und nicht mehr als Gebrauchsspannungsnachweis zu führen ist. Auf den Ansatz von Spannstahlspannungserhöhungen $\Delta \sigma_u$, wie sie derzeit für die Biegebruchsicherheitsnachweise nach DIN 4227 Teil 6 Abschn. 14.2 zulässig sind, sollte verzichtet werden. Erstens wurden solche Erhöhungen auch bei den Versuchsnachrechnungen, die die Eignung des empfohlenen Durchstanznachweises belegen, nicht angesetzt, und zweitens wird der Spannungszuwachs nach der genannten Regelung hinsichtlich des Durchstanzens im allgemeinen überschätzt. So erhält man beispielsweise für eine 2-feldrige Decke mit üblichen Abmessungsverhältnissen rechnerische Spannkrafterhöhungen um ca. 25 %. In Versuchen wurden jedoch nur Spannkrafterhöhungen um ca. 3 bis 15 % gemessen, und dies, obgleich hier meistens Plattenausschnitte mit starrer Spanngliedverankerung an den Plattenrändern geprüft wurden und ein Dehnungsausgleich zwischen hochbeanspruchtem Stützenbereich und minder beanspruchten Feld- und Randbereichen nicht möglich war.
- (3) Biegebruchsicherheitsnachweise wurden bei den Versuchsnachrechnungen nach dem derzeitigen DIN-Ansatz und dem Änderungsvorschlag "G3" nicht berücksichtigt, obgleich sie zwingend als Ergänzung dieser Schubsicherheitsnach-

weise verlangt sind. Die Durchführung dieser Nachweise hätte die ermittelten Sicherheiten erhöht. Mit dem Fehlen der Nachweise liegen die angestellten Betrachtungen mithin auf der sicheren Seite. Auf die Nachweise wurde verzichtet, da diese für die eigenen Versuche aus /118/ - wie dort gezeigt wird - ohnehin nicht maßgebend sind, und da die anderen Versuche wegen ihrer Zuordnung zu Sonderfällen und wegen von den DIN-Vorschriften abweichenden Ausführungsformen nicht problemlos nachrechenbar sind.

- (4) Im Anhang A der DIN 4227 Teil 6 wird ein Verfahren zur vereinfachten Biegemomentenermittlung bei Flachdecken mit konstanten Umlenkpressungen angeboten. Die im dortigen Bild A1 angegebenen Spanngliedanordnungen und Gleichlastbilder der Umlenkkräfte sind einleuchtend und sinnvoll. Nicht verständlich ist jedoch, weshalb zur Schnittgrößenermittlung nicht einfach - wie in DIN 1045, Abschn. 22.3.1 für nicht vorgespannte Flachdecken - auf das Verfahren des Heft 240 /2/ verwiesen wird, sondern das Ersatzbalkenverfahren der alten DIN 1045 von 1972 in modifizierter Form wieder aufgegriffen wird. Während bei Verfahren des Heftes 240 der Stützendurchmesser angemessen bei der Ermittlung der Stützenmomente des Gurtstreifens berücksichtigt wird, fehlt eine entsprechende Berücksichtigung im Verfahren der DIN 4227. Einfache Vergleichsrechnungen zeigen, daß für Verhältnisse von Stützendurchmesser zu Plattenfeldlänge kleiner ca. 0,13 nach DIN 4227 kleinere Stützenmomente ermittelt werden als nach der E-Theorie dünner Platten, welche dem Heft 240 zugrunde liegt. Beim durchaus realistischen Verhältnis beispielsweise 0,05 erhält man nach DIN 4227 Stützenmomente, die nur ca. 65 % der Stützenmomente nach Heft 240 ausmachen.

Es erscheint ratsam, DIN 4227 Teil 6 hinsichtlich des angebotenen Verfahrens zur Biegemomentenermittlung zu überprüfen.

16 Leichtbeton

16.1 Definition, Bezeichnungen, Daten

Unter Leichtbeton versteht man Beton, der unter Verwendung leichter, meist luftporenhaltiger und im allgemeinen künstlich erzeugter Zuschlagstoffe hergestellt wurde. Die Vorteile des Leichtbetons liegen in seinem geringen Eigengewicht und seinem hohen Wärmedurchlaßwiderstand. Hiergegen sind als wesentlicher Nachteil die im Vergleich zum Normalbeton recht hohen Herstellungskosten aufzurechnen.

Die grundsätzlichen Anforderungen der geltenden Bauvorschriften an einen Leichtbeton, der zur Herstellung unbeehrter, bewehrter oder vorgespannter Konstruktionen vorgesehen ist, sind im Teil I der DIN 4219 /6/ geregelt. Der Leichtbeton wird dort - wie der Normalbeton in der DIN 1045 - nach seiner Nenndruckfestigkeit β_{WN} klassifiziert (Stahlleichtbeton ab LB 15, Spannleichtbeton ab LB 25). Zusätzlich werden Rohdichteklassen definiert, die von 1,0 ($\rho = 0,80$ bis $1,00 \text{ kg/dm}^3$) bis 2,0 ($\rho = 1,81$ bis $2,00 \text{ kg/dm}^3$) reichen.

Die Daten aller in der Literatur gefundenen Versuche zum Durchstanzen von Leichtbetonplatten sind in Tabelle A1.11 angegeben. Hierzu sind folgende Anmerkungen zu machen:

Nur 15 Versuche aus 4 verschiedenen Berichten unterscheiden sich allein durch die Verwendung von Leichtbeton vom Grundfall des Durchstanzens. Diese Versuche sind in der Tabelle A1.11 daran zu erkennen, daß sie in der Spalte 6 zur Artbeschreibung allein mit "L" (für "Leichtbeton") gekennzeichnet sind. Die restlichen Versuche weisen ausnahmslos Besonderheiten wie Aussparungen, Vorspannung, stark rechtek-

kige Stützen oder Normalkraftzwängung auf.

Zu 42 Versuchen der Tab. Al.11 sind vergleichbare Versuche an Normalbetonplatten bekannt. Diese Vergleichsversuche sind in Tab. Al.12 aufgeführt. In Spalte 4 der Tab. Al.11 wird auf die jeweiligen Vergleichsversuche hingewiesen. Es ist zu beachten, daß ein direkter Vergleich der Bruchlasten im allgemeinen nicht sinnvoll ist, da verständlicherweise nur selten exakt gleiche Druckfestigkeiten β_c erzielt werden konnten. Hinsichtlich aller anderen Parameter bestehen jedoch in keinem Fall nennenswerte Unterschiede zwischen den vergleichbaren Normal- und Leichtbetonversuchen.

*ni-
R-feld
noch
zu ändern*

16.2 Eigenschaften

Alle in statisch-konstruktiver Hinsicht bedeutsamen Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton beruhen darauf, daß die kompakten Zuschlagstoffe des Normalbetons steifer und fester sind als der verbindende Mörtel, die porigen Zuschläge des Leichtbetons dagegen weicher und weniger fest als der sie umgebende Mörtel. Die direkte Folge dieses Umstandes sind Unterschiede im Kraftfluß und in der inneren Rißbildung im Beton (Bild 16.1).

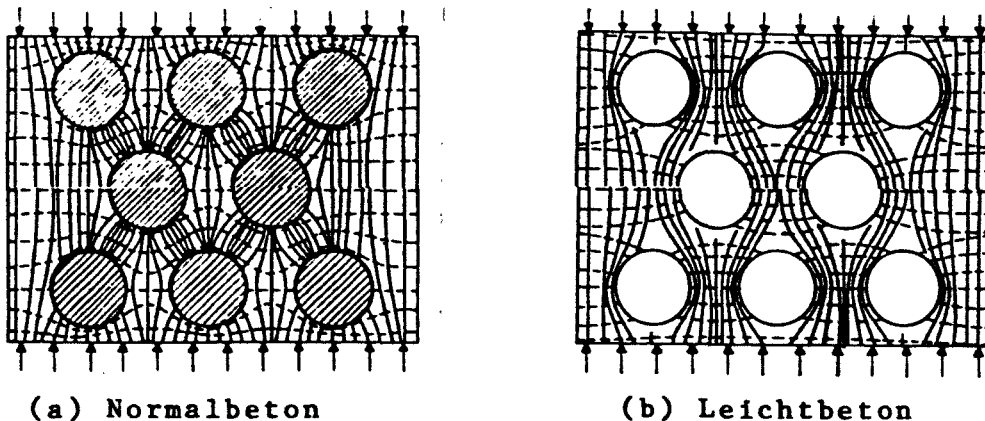


Bild 16.1: Kraftfluß im Normalbeton und im Leichtbeton
(Hauptspannungslinien nach /211/)

Beim Normalbeton fließen Druckkräfte bevorzugt von Korn zu Korn, beim Leichtbeton hingegen verläuft der Kraftfluß hauptsächlich im Mörtel um die Körner herum. Entsprechend treten unter Druckbeanspruchung die größten Querkzugspannungen und damit die ersten Mikrorisse beim Normalbeton zuerst an den seitlichen Haftzonen der Zuschlagkörner auf, beim Leichtbeton hingegen an den Scheitel- und Sohlflächen der Körner (Bild 16.2). Die Bruchflächen verlaufen deshalb - und auch wegen der Unterschiede in den relativen Festigkeiten von Zuschlag und Mörtel - beim Normalbeton fast ausschließlich in den Mörtelschichten, beim Leichtbeton dagegen im Regelfall durch die Zuschlagkörner hindurch.

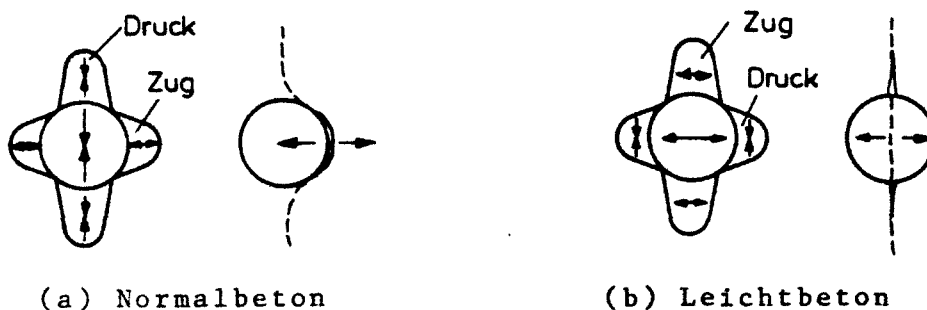
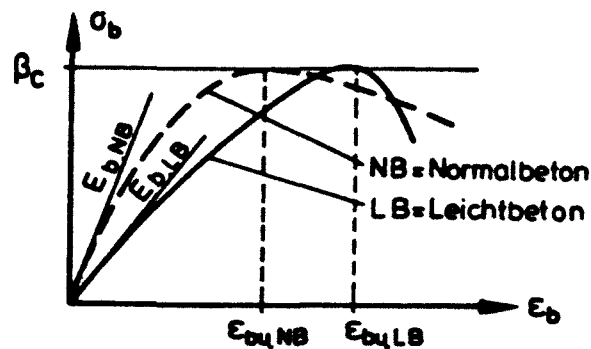


Bild 16.2: Spannungsverteilung und Rißbildung im Bereich des Zuschlagkornes

Diese Unterschiede im Kraftfluß und der Rißbildung bedingen einige Unterschiede in den Materialeigenschaften, die für das Durchstanzen von Bedeutung sind. Vergleicht man einen Leichtbeton mit einem Normalbeton gleicher Festigkeitsklasse (gleiche Würfeldruckfestigkeit) so ist festzustellen:

- die Arbeitslinie des Leichtbetons (vergl. Bild 16.3) verläuft auf Grund des weicheren Zuschlags anfänglich flacher als die des vergleichbaren Normalbetons. Der E-Modul ist somit geringer, die Bruchdehnung höher.



Prüfung
 $\epsilon_{b, NB} < \epsilon_{b, LB}$
 (2)

Bild 16.3: Arbeitslinien des Normal- und des Leichtbetons

- Die Krümmung der Arbeitslinie bei ansteigender Belastung ist deutlich geringer als beim Normalbeton. Dies hat seine Ursache darin, daß die Mikrorißbildungen zwischen Zuschlagkörnern und Mörtel beim Normalbeton sehr viel früher einsetzen als die Mikrorisse im Mörtel und im Zuschlagkorn beim Leichtbeton. Wenn sich beim Leichtbeton diese Risse jedoch erst einmal in größerem Umfang gebildet haben, ist die Tragfähigkeit der Betonprobe auch bald erschöpft.
- die Scherfestigkeit des ungerissenen Betons ist aufgrund der geringen Scherwiderstände der Zuschlagkörner deutlich geringer als die eines vergleichbaren Normalbetons.
- Der Scherwiderstand entlang eines Risses ist sehr viel geringer als beim Normalbeton, da die Risse beim Leichtbeton durch die Zuschlagkörner hindurch verlaufen und somit keine Kornverzahnung wirksam werden kann.
- Die Festigkeitszunahme bei mehraxialer Beanspruchung ist deutlich geringer als bei vergleichbarem Normalbeton. Der Grund hierfür ist vermutlich in der geringeren Eigenfestigkeit (Scher- und Druckfestigkeit) des Zuschlagmaterials zu suchen.

16.3 Vorliegende Berechnungsvorschläge

Wie bei den meisten Sonderfällen des Durchstanzens (Bruchlast F_u) ist es auch beim Leichtbeton üblich, die Tragfähigkeitsänderung gegenüber dem Grundfall des Durchstanzens (Bruchlast F_{uo}) durch einen Beiwert α (hier α_{LB}) zu beschreiben:

$$F_u = F_{uo} \cdot \alpha_{LB} \quad (16.1)$$

Abgesehen von einem Versuch in der Schweiz (s.u. /120/) wurden alle aus der Literatur bekannten Versuche zum Durchstanzen von Leichtbetonplatten in den USA durchgeführt. In den Forschungsarbeiten der Jahre 1964 bis 1969 von Elstner und Hognestad /96/, Grow, Mowrer und Vanderbilt /74, 148/ und von Ivy, Ivey und Buth /100/ wurden Berechnungsansätze zur Bruchlastbestimmung allein aus der Auswertung von Versuchsbruchlasten und ohne Verwendung theoretischer Überlegungen entwickelt. Die Ergebnisse führten zu den auch heute noch gültigen Regelungen des ACI-Standards /12/ (s. Anhang A5, Abschnitt A5.27) Hiernach ist bei der Bestimmung der rechnerischen Bruchlast der Wert $\sqrt{\beta_C}$ durch $1,8 \cdot \beta_{SZ} \cdot \sqrt{\beta_C}$ zu ersetzen (β_C und β_{SZ} in N/mm^2). Ist die Spaltzugfestigkeit β_{SZ} des Betons nicht bekannt, darf auch alternativ mit einer pauschalen Tragfähigkeitsminderung um 25 % (Leichtbeton mit Leichtsand) bzw. um 15% (Leichtbeton mit Natursand) gerechnet werden:

$$\alpha_{LB} = 1,8 \cdot \beta_{SZ} / \sqrt{\beta_C} \quad (16.2a)$$

oder $\alpha_{LB} = 0,75$ (LB mit Leichtsand) (16.2b)

0,85 (LB mit Natursand) (16.2c)

Herzog /91/ wertete die Versuche aus den o. g. Berichten erneut aus und schlägt als Ergebnis vor:

$$\alpha_{LB} = 0,87 \quad (16.3a)$$

Dieser Wert entspricht nach Herzog im Mittel der dritten Wurzel des Verhältnisses der Rohdichten ρ :

$$\alpha_{LB} = \sqrt[3]{\rho_{LB}/\rho_{NB}} \quad (16.3b)$$

Ladener und Roedner /120/ führten einen Versuch an einer Leichtbetonplatte durch, die in jeder Hinsicht mit einer Normalbetonplatte aus einer Versuchsserie von Ladner /119/ vergleichbar war. Sie werteten zusätzlich die Leichtbetonversuche aus den o. g. amerikanischen Berichten und zum Vergleich die Normalbetonversuche aus /52/, /110/ und /147/ nach der Theorie von Kinnunen und Nylander /110/ (vergleiche Abschn. 5.2.5) aus. Als Ergebnis stellten sie fest, daß keine nennenswerte Tragfähigkeitsminderung durch die Verwendung von Leichtbeton an Stelle von Normalbeton zu verzeichnen ist:

$$\alpha_{LB} = 1,00 \quad (16.4)$$

Die Schweizer Bauvorschrift SIA-Richtlinie 33 schreibt den Empfehlungen der zitierten Arbeit entsprechend auch keine rechnerische Tragfähigkeitsabminderung für Leichtbetonplatten vor.

Die CEB-Mustervorschrift /8/ verweist im Abschn. 20.13 für Leichtbetonplatten auf die Regelungen des Abschnittes 13 für Normalbetonplatten. Bei wörtlicher Auslegung der Vorschrift braucht damit keine Tragfähigkeitsminderung angesetzt zu werden (d. h. es ist $\alpha_{LB} = 1,0$), denn die rechnerisch aufnehmbaren Schubspannungen ergeben sich aus der Gl. 11.2 bzw. der Tabelle 11.1 der Vorschrift ohne Differenzierung in unterschiedliche Betonarten. Da jedoch die Rechenwerte der Tabelle 11.1 proportional zur Betonzugfestigkeit sind (vergl. Kommentar zum Abschn. 11.1.2.1), sollte im Sinne der Vorschrift die rechnerische Durchstanztragfähigkeit im gleichen Maße abgemindert werden wie die rechnerische Zugfestigkeit des Betons. Nach Abschn. 22.2.4 beträgt diese Abminderung

$$\alpha_{LB} = 0,30 + 0,70 \cdot \rho_{LB} / \rho_{NB} \quad (16.5a) \rightarrow$$

2x /

mit ρ_{LB} = Rohdichte des Leichtbetons

$\rho_{NB} = 2,4 \text{ kg/dm}^3$ = Rohdichte des Normalbetons.

Für übliche Rohdichten zwischen 1.5 und 1.9 kg/dm^3 ergeben sich nach Gl. (16.5a) Abminderungen entsprechend

$$\alpha_{LB} = 0,74 \text{ bis } 0,85 \quad (16.5b)$$

Die DIN 4219 für Stahlleichtbeton enthält zum Durchstanzen keine eigenen Regelungen. Somit sind nach Abschn. 2 der Norm die Vorschriften für Normalbeton nach DIN 1045 anzuwenden. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß nach Abschn. 8.2 der DIN 4219 die Grundwerte der Schubspannung τ_{011} (DIN 1045, Tabelle 13) mit dem Faktor 0,6 abzumindern sind. Für nicht schubbewehrte Platten bedeutet dies:

$$\alpha_{LB} = 0,60 \quad (16.6a)$$

Der Wert 0,60 zur Abminderung von τ_{011} wurde aus Versuchen an einachsig gespannten Platten abgeleitet. Durchstanzversuche wurden in die Festlegung des Abminderungsfaktors nicht einbezogen.

Es ist festzustellen, daß die DIN 4219 den bei weitem vorsichtigsten aller vorgeschlagenen Berechnungsansätze festlegt. Dies gilt allerdings nur für nicht schubbewehrte Platten. Während bei den anderen zitierten Bauvorschriften die angegebenen Abminderungen - mit kleinen Einschränkungen beim ACI-Standard - auch für schubbewehrte Platten gelten, beschränkt sich die DIN 4219 ausdrücklich auf eine Abminderung von τ_{011} , also auf eine Abminderung für nicht schubbewehrte Platten. Für schubbewehrte Platten (Zusatzindex "S") gilt folglich:

$$\alpha_{LB,S} = 1,00 \quad (16.6b)$$

Während bei Normalbetonplatten nach DIN 1045 durch den Einbau von Schubbewehrungen nur Steigerungen der zulässigen Lasten um 18 bis 39 % (je nach Betongüte vergl. Gl. (12.8) im Abschnitt 12 dieser Arbeit) möglich sind, erhöht sich für Leichtbetonplatten nach DIN 4219 die Steigerung um den Faktor $\alpha_{LB,S}/\alpha_{LB,ohne S} = 1/0,60 = 1,67$, so daß durch den Einbau einer Schubbewehrung hier Erhöhungen der zulässigen Lasten um bis zu 130 % erreicht werden können.

Für vorgespannte Platten gilt DIN 4227, Teil 4. Die Diskussion um einen angemessenen Abminderungsfaktor α_{LB} ist hier noch nicht abgeschlossen. Der ACI-Standard und die CEB-Mustervorschrift lassen die oben für Stahlleichtbeton genannten α_{LB} -Werte auch für Spannleichtbeton gelten.

16.4 Theoretische Überlegungen

Nach Abschn. 6.4 tritt der Durchstanzbruch ein, wenn die Tragfähigkeit im allseits auf Druck beanspruchten Beton am Stützenanschluß versagt. Das Versagen ist einem Biegedruckbruch mit querkraftbedingt geneigter Druckstrebe vergleichbar. Je stärker die Druckzone durch Formänderungen der Platte eingeschnürt wird und je größer die Neigung der Druckstrebe ist, desto geringer ist die Tragfähigkeit der Konstruktion. Offensichtlich sind somit Steifigkeit und Scherfestigkeit bzw. mehraxiale Festigkeit hier von Bedeutung. Da die Steifigkeit und die genannten Festigkeiten nach Abschn. 16.2 beim Leichtbeton geringer als bei einem vergleichbaren (gleiche Würfeldruckfestigkeit) Normalbeton sind, müssen bei Leichtbetonplatten generell geringere Durchstanztragfähigkeiten als bei vergleichbaren Normalbetonplatten erwartet werden.

Bei schubbewehrten Platten tritt der Bruch - wie im Abschn. 12.2.3 erläutert - in der gleichen Weise (durch Versagen des Betons am Stützenanschluß) ein wie bei nicht

schubbewehrten Platten. Die Wirkung der Schubbewehrung besteht darin, daß sie die Biegebewehrung bei der Verklammerung des Bruchrisses und damit bei der Reduzierung der Schubrotation und der Druckzoneneinschnürung unterstützt und daß sie die Druckstrebenkraft im kritischen Plattenbereich durch den Aufbau eines eigenen fachwerkähnlichen Lastabtragungssystems entlastet.

Auf Grund der Gleichartigkeit der Versagensursache muß im wesentlichen von annähernd gleichen Tragfähigkeitsminderungen α_{LB} für schubbewehrte wie für nicht schubbewehrte Platten ausgegangen werden. Geringe Abstriche hiervon und damit etwas höhere α_{LB} -Werte sind eventuell berechtigt. Man kann nämlich davon ausgehen, daß der Traglastanteil, der über die Traglast einer vergleichbaren nicht schubbewehrten Platte hinausgeht, nicht ganz in dem Maße durch die Verwendung von Leichtbeton reduziert wird wie die Traglast der nicht schubbewehrten Vergleichsplatte. Dies hat seine Begründung darin, daß die oben erwähnte Entlastung der Druckbeanspruchungen im kritischen Plattenbereich durch ein Zusatzfachwerk sicherlich von der Betonart weitgehend unabhängig und damit beim Leichtbeton ebenso groß ist wie beim Normalbeton.

Solange keine Versuchsergebnisse zum Durchstanzen schubbewehrter Platten vorliegen, ist eine genauere Klärung der angeschnittenen Fragen nicht möglich. Da der durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbare Zusatzanteil an der Traglast ohnehin vergleichsweise gering ist (Größenordnung 10 bis 40 %), sollte auf der sicheren Seite liegend für schubbewehrte Platten (Zusatzindex "S") stets mit den gleichen Abminderungen α_{LB} gerechnet werden wie für nicht schubbewehrte Platten:

$$\alpha_{LB,S} = \alpha_{LB, \text{ohne S}} = \alpha_{LB}$$



(16.7)

Bei vorgespannten Platten ist die Druckstrebenneigung im kritischen Plattenbereich auf Grund der stets annähernd parallel zur Plattenmittelfläche wirkenden Vorspannkraft geringer als bei vergleichbaren nicht vorgespannten Platten. Der Scherfestigkeit des Betons kommt mithin weniger Bedeutung zu, und die Tragfähigkeitsabnahme infolge der Verwendung von Leichtbeton wird sich deshalb geringfügig der angleichen, die für rein biegebeanspruchte Bauteile zu beobachten ist. Dies aber bedeutet, daß der Einsatz von Leichtbeton bei vorgespannten Platten nicht so hohe Tragfähigkeitsminderungen zur Folge hat wie bei nicht vorgespannten Platten. Solange auch hier eine Überprüfung anhand von Versuchsergebnissen nicht möglich ist, sollte auf der sicheren Seite liegend für vorgespannte Platten (Zusatzindex "V") gesetzt werden:

$$\alpha_{LB,V} = \alpha_{LB,ohne V} = \alpha_{LB} \quad (16.8)$$

Der generelle Abminderungsbeiwert α_{LB} , der nach obigen Ausführungen für alle hier angesprochenen Arten von Leichtbetonplatten gelten soll, sollte berücksichtigen, daß sich die in Abschn. 16.2 herausgestellten Unterschiede zwischen Normal- und Leichtbeton mit abnehmender Rohdichte des Leichtbetons verstärken. Qualitativ ist also mit abnehmender Rohdichte ρ_{LB} auch mit abnehmenden α_{LB} -Werten zu rechnen. Bei einem linearen Ansatz beispielsweise wäre

$$\alpha_{LB} = k_1 + k_2 \cdot \rho_{LB} / \rho_{NB} \quad (16.9)$$

mit $k_1 + k_2 = 1,0$.

16.5 Versuchsauswertungen

Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen an Leichtbetonplatten (s. insbesondere /120/) zeigen erwartungsgemäß Kurven, die qualitativ denen von vergleichbaren Normalbetonplatten sehr ähnlich sind, deren Werte jedoch - insbesondere bei Annäherung an die Bruchlast - betragsmäßig etwas geringer sind.

Zur Auswertung der Bruchlasten werden nachfolgend Verhältnismerte F_t/F_{uo} betrachtet. F_t ist die im Versuch gemessene Bruchlast und F_{uo} die rechnerische Bruchlast, die für einen vergleichbaren Normalbetonversuch zu erwarten wäre. F_{uo} wird - wie im Abschn. 6.3.1 begründet - nach dem Ansatz "G2" (s. Abschn. 6.3.3, Gl. (6.3)) ermittelt.

Für die im Abschn. 16.1 erwähnten 15 Versuche, die sich nur durch die Verwendung von Leichtbeton von Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens unterscheiden, gibt das Verhältnis F_t/F_{uo} die Tragfähigkeitsabminderung α_{LB} an. Die α_{LB} -Werte liegen im Mittel bei $\alpha_{LB,m} = 0,82$ (Variationskoeffizient $v = 0,084$). Der niedrigste Einzelwert liegt bei $\alpha_{LB,min} = 0,71$:

$$\alpha_{LB} = F_t/F_{uo} \approx 0,82 \quad (16.9)$$

Für die im Abschn. 16.1 genannten 42 Leichtbetonversuche (Versuchsbruchlast F_t) der Tabelle A1.11, für die Vergleichsversuche aus Normalbeton (Versuchsbruchlast F_{to}) in Tab. A1.12 angegeben sind, lassen sich die Unterschiede in den Festigkeiten β_c dadurch eliminieren, daß nicht die Bruchlasten F_t bzw. F_{to} , selbst sondern bezogene Bruchlasten F_t/F_{uo} bzw. F_{to}/F_{uo} miteinander verglichen werden. Im Mittel liegen die sich ergebenden α_{LB} -Werte bei $\alpha_{LB} = 0,83$ (Variationskoeffizient 0,116). Der untere 5%-Fraktilenwert liegt bei $\alpha_{LB,5\%} = 0,72$:

$$\alpha_{LB} = F_t/F_{to} \approx (F_t/F_{uo})/(F_{to}/F_{uo}) \approx 0,83 \quad (16.10)$$

16.6 DIN-Vorschriften (DIN 4219 und DIN 4227 Teil 4)

Die Ansätze der DIN 4219 für Stahlleichtbeton wurden bereits im Abschn. 16.3 beschrieben und bewertet:

Platten ohne Schubbew.: $\alpha_{LB} = 0,60$ (s. Gl. (16.6a))

Platten mit Schubbew.: $\alpha_{LB} = 1,00$ (s. Gl. (16.6b))

Die Abminderung für nicht schubbewehrte Platten ist nach den Ausführungen der vorangegangenen Abschnitte offensichtlich zu hoch, die für Platten mit Schubbewehrung zu gering angesetzt. Die bei Leichtbetonplatten rechnerisch durch den Einbau einer Schubbewehrung erreichbare Tragfähigkeitssteigerung von bis zu 130 % (vergl. Abschn. 16.3) ist sicherlich ungerechtfertigt.

Für vorgespannte Platten nach DIN 4227, Teil 4, ist die Diskussion um die dort anzusetzenden α_{LB} Werte noch nicht abgeschlossen. ①

Es erscheint angebracht, für alle Arten von Leichtbetonplatten (Grundfall des Durchstanzens und alle Sonderfälle wie u.a. Schubbewehrung und Vorspannung) einen einheitlichen Ansatz für die Tragfähigkeitsminderung α_{LB} von Leichtbetonplatten gegenüber vergleichbaren Normalbetonplatten vorzuschlagen. Hierzu wird der im Abschn. 16.3 erläuterte Ansatz der CEB-Mustervorschrift aufgegriffen.

Der Vorschlag hat nicht nur den Vorteil, die Angleichung der nationalen Bauvorschriften zu fördern, sondern er entspricht auch voll den Forderungen, die sich aus den theoretischen Überlegungen (Abschn. 16.4) und den Versuchsnachrechnungen (Abschn. 16.5) ergeben. Der Vorschlag gibt - wie im Abschn. 16.4 gefordert - die Tragfähigkeitsabnahme in Abhängigkeit von der Rohdichte an, und er führt für die - soweit feststellbar - bei allen nachrechenbaren Versuchen bei $\rho \approx 1,6$ bis $1,8 \text{ kg/dm}^3$ gelegenen Rohdichten auf Abminderungen, die mit $\alpha_{LB} = 0,77$ bis $0,825$ den Ergebnissen der Ver-

suchsnachrechnungen (s. Abschn. 16.5) und auch den Forschungsergebnissen fremder Arbeiten (s. Abschn. 16.3) entsprechen.

Vorschlag "LB": $\alpha_{LB} = 0,3 + 0,7 \cdot \rho_{LB}^{1/2,4}$ (16.9)

mit ρ_{LB} = Rohdichte des Leichtbetons in kg/dm³.

Dieser Berechnungsvorschlag gilt ohne Abänderung auch für schubbewehrte und für vorgespannte Platten.

17 Stahlbaumäßige Einbauteile

17.1 Allgemeines

Es gibt im wesentlichen vier Möglichkeiten, die Schubtragfähigkeit der Stützenbereiche von Flachdecken durch den Einbau stahlbaumäßiger Einbauteile zu erhöhen:

- | | | |
|----------------|---|-----------------|
| - Stahlpilze | + | s. Abschn. 17.2 |
| - Schubarme | + | s. Abschn. 17.3 |
| - Schubanker | + | s. Abschn. 17.4 |
| - Dübelleisten | + | s. Abschn. 17.5 |

Alle vier genannten Bauweisen sind in den DIN-Vorschriften nicht geregelt. Sie verlangen Sonderzulassungen und sind deshalb bei uns nicht sehr verbreitet. Die folgenden Abschnitte beschränken sich aus diesem Grunde im wesentlichen auf die Beschreibung der Konstruktionen und auf Hinweise über Versuchsberichte.

17.2 Stahlpilze

Lochrandgestützte Platten (Hubdecken etc. vergl. Abschn. 18.4) werden an den Stützen auf sog. Stahlkragen aufgelegt. In manchen Fällen ist es im Hinblick auf die Durchstanzgefahr sinnvoll, diese Kragen wesentlich größer auszubilden, als für die Plattenauflagerung erforderlich. Es wird dann ein Plattenbereich, der mehrfach so groß ist wie der Stützenquerschnitt, vollständig durch eine Stahlkonstruktion ersetzt. Über das Tragverhalten und die Bemessung solcher Konstruktionen berichtet Stiglat /193/.

17.3 Schubarme

Als Schubarme werden Kreuze aus einbetonierten Stahlprofilträgern bezeichnet. Aufgrund ihrer Eigenbiegesteifigkeit geht von ihnen nicht nur hinsichtlich der Schubbeanspruchungen eine günstige Wirkung aus, sondern auch hinsichtlich der Biegebeanspruchung. Zur Abwendung einer Durchstanzgefahr ist dies von großem Vorteil.

Bild 17.1 zeigt ein Beispiel für einen mit Schubarmen verstärkten Stützenbereich.

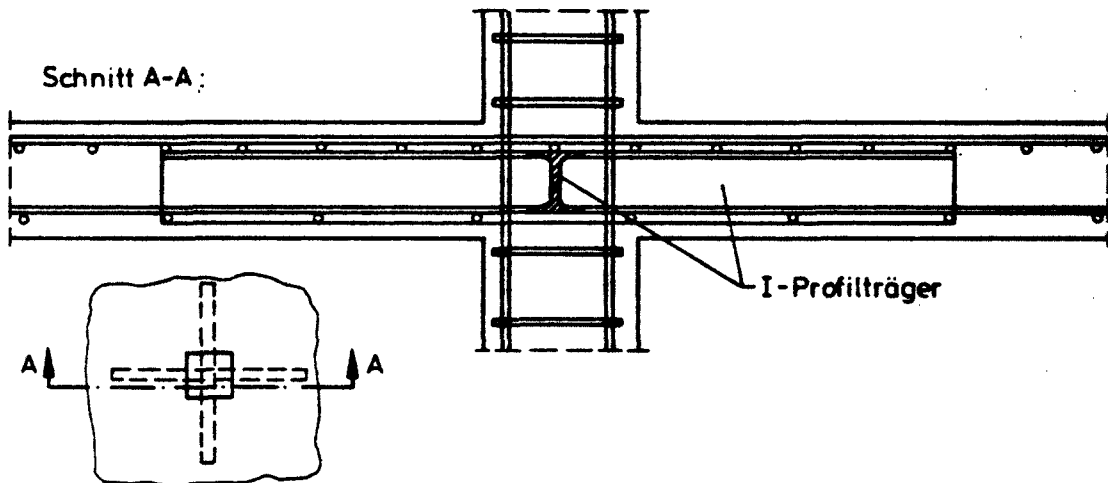


Bild 17.1: Beispiel für den Einbau von Schubarmen

Die beschriebene Konstruktionsweise ist bei uns kaum bekannt, in den USA hingegen ist sie bereits seit den 30er Jahren verbreitet und seit 1971 sogar in den Bauvorschriften geregelt.

Bereits 1935 erhielt Wheeler ein Patent auf diese Bauweise. 1936 berichtete er erstmalig über seine Versuche /209/. Weitere Versuche folgten 1951 in Paris von Hahn und Chefdeville /76/ und 1968 in den USA von Corley und Hawkins /38/.

Das Ergebnis der letztgenannten, umfangreichen Untersuchungen ging fast unverändert in den ACI-Standard von 1971 ein. Hier sind ausführliche konstruktive Details und Bemessungsregeln festgelegt (s. Abschn. 11.11.4 in /12/).

Folgende weitere Berichte über Versuche liegen vor:

- Hollings /97/ führte einen und Carpenter e.a. /37/ führten 5 Versuche durch, in denen sie die für Erdbebenbeanspruchungen interessierenden Steifigkeitsverhältnisse untersuchten.
- Hanson /77/ prüfte 2 Platten mit horizontal eingelegten Leerrohren für Versorgungsleitungen.
- Petcu e.a. /160, 161/ entwickelten aus fremden sowie 11 eigenen Versuchen einen Vorschlag zur Bruchlastberechnung.
- Hawkins und Corley /86/ leiteten aus über 14 Versuchen Ergänzungsvorschläge zum ACI-Standard ab, die die dortigen, nur für Innenstützen geltenden Regelungen, auf Rand- und Eckstützen erweitern.
- Herzog /91/ bezog auch Versuche mit Schubarmen in seine bereits mehrfach erwähnten statistischen Versuchsauswertungen ein und leitete daraus einen entsprechenden Berechnungsvorschlag ab.

17.4 Schubanker

Unter Schubankern versteht man vertikal eingebaute Stahlbauteile, die in größerer Zahl - ähnlich einer Bügelbewehrung - im Plattenbereich um die Stütze angeordnet werden. Die Wirkungsweise solcher Schubanker ist im Prinzip gleichartig wie die einer Schubbewehrung durch Bügel.

Eine Art von Schubankern sind kurze, scheibenartige Stücke von I-Profil-Walzträgern (Bild 17.2).

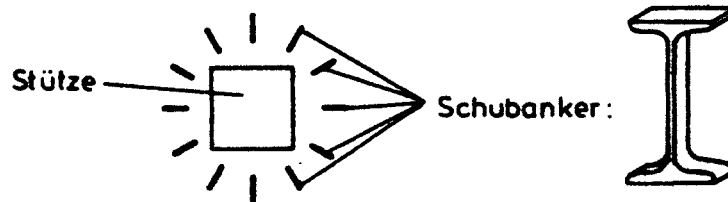


Bild 17.2: Beispiel für I-Profilträger-Stücke als Schubanker

Langohr, Ghali und Dilger /123/ führten 6 Grundlagenversuche mit Schubankern dieser Art durch. Es folgten 6 Ergänzungsversuche zu Fragen, die im wesentlichen nur für den Lastfall Erdbeben von Bedeutung sind (Dilger, Elmasri und Ghali /49/), sowie ein weiterer Versuch im Rahmen einer Vergleichsuntersuchung über verschiedene Möglichkeiten einer Schubverstärkung (Seible, Ghali, Dilger /185/).

Eine andere Art von Schubankern bilden vertikal eingebaute Spannglieder (Bild 17.3). Ghali Sargorious und Huizer /67/ erreichten damit Tragfähigkeitssteigerungen gegenüber nicht vorgespannten Vergleichsplatten um mehr als 100 %.

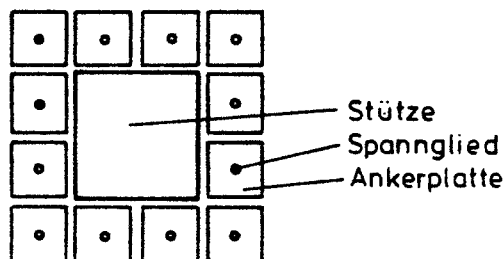
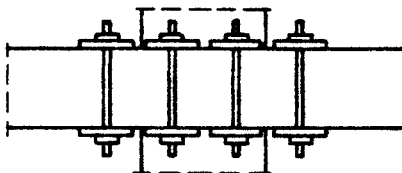


Bild 17.3: Beispiel für vertikale Spannglieder als Schubanker



durch vertikale Spannglieder eignet sich speziell für den nachträglichen Einbau, beispielsweise zur Sanierung in Schadensfällen oder als Verstärkung bei Planungsänderungen.

17.5 Dübelleisten

Dübelleisten sind Flachstahlstreifen, auf die in bestimmten Abständen Dübel mit aufgestauchten Köpfen aufgeschweißt sind. Die Leisten werden sternförmig um die Stütze herum angeordnet (Bild 17.4).

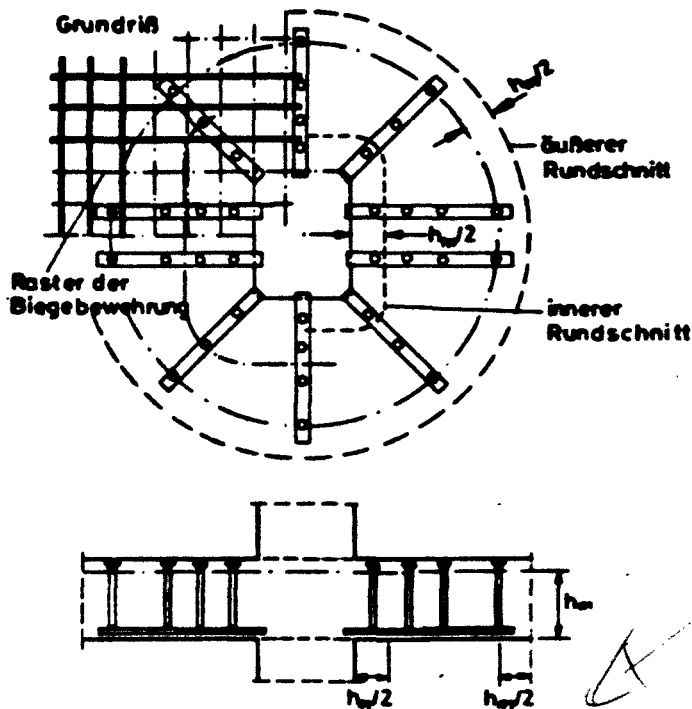


Bild 17.4:
Stützenbereich mit
Dübelleisten
(Aus Andrä /21/)

Die Wirkungsweise von Dübelleisten besteht darin, daß sich im Plattenbereich um die Stütze ein Fachwerk-Tragsystem ausbildet. Hierin bilden die Dübel die vertikalen Zugglieder, der durch die Flachstahlstreifen verstärkte Beton der Biegedruckzone wirkt als Druckgurt, und die - entsprechend stark auszubildende - Biegezugbewehrung übernimmt die Funktion des Zuggurtes.

Versuche an Platten mit Dübelleistenverstärkung wurden in Kanada (3 Versuche, Seible, Ghali und Dilger /185/) und in Stuttgart am Otto-Graf-Institut (8 Versuche, siehe u.a. Andrä /21/) durchgeführt.

7 dieser 11 Versuche unterscheiden sich ausschließlich durch den Dübelleisteneinbau vom Grundfall des Durchstanzens (Daten s. Tabelle A1.13). Die anderen Versuche betreffen

die Sonderfälle Aussparungen, Randstützen und lochrandgestützte Platten.

Die Riß- und Bruchbilder der genannten 7 Versuche lassen Rückschlüsse auf die jeweiligen Versagensarten zu. In 4 Fällen (Vers. Nr. 1, 2, 3 und 6 in Tab. A1.13) trat ein Durchstanzbruch außerhalb des durch Dübelleisten verstärkten Bereiches ein, in 2 Fällen (Vers. Nr. 4 und 5) versagte die Platte innerhalb des verstärkten Bereiches durch Biegebrüche und in einem Fall (Vers. Nr. 7) waren vermutlich nicht aufnehmbare Dübelkräfte die Bruchursache.

Zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen leitet Andrä /21/ aus den 8 in Stuttgart durchgeführten Versuchen einen Vorschlag ab. Er erkennt 4 Gefahrenpunkte, für die jeweils die ausreichende Sicherheit nachzuweisen ist:

1. Die Betonschubspannungen im "inneren Randschnitt" (Schnitt im Abstand $h/2$ um den Stützenanschluß, s. Bild 17.4) dürfen den Wert τ_{02} nach Tab. 13 der DIN 1045 nicht überschreiten.
2. Die Betonschubspannungen im "äußeren Schnitt" (Randschnitt im Abstand $h/2$ um den Dübelverstärkten Bereich, s. Bild 17.4) dürfen den für nicht schubbewehrte Platten maximal zulässigen Wert $\kappa_1 \cdot \tau_{011}$ des Durchstanznachweises der DIN 1045, Abschn. 22.5, nicht überschreiten.
3. Die Dübelkräfte sind unter Zugrundelegung eines bestimmten Lastabtragungssystems zu berechnen. Die zulässigen Stahlspannungen betragen $\sigma_s/1,75$.
4. Die Biegetragfähigkeit ist nach der Bruchlinientheorie für eine idealisiert punktförmig gestützte Platte (Stützendurchmesser $c = 0$) zu berechnen. Die einzuhaltende Sicherheit beträgt 1,75.

Die Nachweise (1) bis (3) zur Schubbemessung wurden weitgehend unverändert in einen Zulassungsbescheid für Kopfbolzen-Dübelleisten /7/ übernommen. Die Biegebemessung ist im Zulassungsbescheid nicht geregelt, so daß das übliche, gegenüber der Bruchlinientheorie auf der sicheren Seite liegende Nachweisverfahren der DIN 1045 gilt.

Die Ergebnisse von Versuchsnachrechnungen der Versuche, die sich nur durch den Einbau von Dübelleisten vom Grundfall des Durchstanzens unterschieden, sind in Tabelle 17.1 zusammengestellt.

Hinweis zu den Tabellenwerten Spalte 5 bis 9:

Die zur Berechnung der Sicherheiten γ angesetzten zulässigen Lasten F_a unterschieden sich geringfügig von denen, die Andrä in Tab. 1 seiner Veröffentlichung /21/ angibt. Andrä ermittelt die zulässige Schubspannung $\kappa_1 \cdot \tau_{011}$ nicht gemäß DIN 1045 mit dem mittleren Bewehrungsgrad μ_g des Gurtstreifens, sondern er setzt nur den geringen Bewehrungsgrad der Gurtstreifenbewehrung außerhalb des durch Bolzen verstärkten Bereiches an. Des weiteren setzte er als rechnerische Betonfestigkeit der Versuchskörper nicht die mittlere Festigkeit der bei Versuchsdurchführung geprüften Vergleichskörper an, sondern eine um ca. 5 kN/mm² niedrigere Festigkeit.

Mit beiden Abweichungen bewirkt Andrä, daß er im Vergleich zur Tabelle 17.1 geringere zulässige Lasten und damit höhere Sicherheitsbeiwerte γ erzielt. Seine Vorgehensweise liegt also nicht auf der sicheren Seite.

Da zu den mit Dübelleisten verstärkten Platten keine gleichartigen Vergleichsplatten ohne Verstärkung geprüft wurden, kann die durch den Einbau von Dübelleisten erreichte Tragfähigkeitssteigerung der 7 Versuchskörper lediglich aus den Werten der Spalte 1 in Tab. 17.1 abgeschätzt werden. Die dortigen Verhältnisswerte γ (γ = Versuchsbruchlast der ver-

Wol DIN 1045
angewandt 17

stärkten Platte dividiert durch rechnerische Bruchlast einer nicht verstärkten Vergleichsplatte) lassen auf Tragfähigkeitssteigerungen von ca. 10 bis 30 % schließen. Steigerungen von dieser Größenordnung lassen sich - zumindest für die 4 Versuche von Andrä - auch aus Spalte 2 ablesen, wenn man die dort angegebenen, ohne Ansatz der Dübelleistenverstärkung ermittelten Sicherheiten von $\gamma_m \sim 3,8$ den mittleren Sicherheiten der Flachdecken des Grundfalles (Tab. 7.1, Zeile ¹³3) von $\gamma_m = 2,96$ gegenüberstellt.

Betrachtet man dagegen die zulässigen Schubspannungen laut Zulassungsbescheid, so möchte man durch den Einbau von Dübelleisten Tragfähigkeitssteigerungen von 80 bis ⁵130% erwarten. Diese Steigerungen ergeben sich aus dem Vergleich der γ -Werte von Spalte 2 mit denen von Spalte 5 und 6. Sie lassen sich am Beispiel der Platten VK1 von Andrä erläutern. Nach der Zulassung beträgt die Tragfähigkeitssteigerung $\alpha_D = F_a / F_{a0}$ für den inneren Schnitt

alt: s-S-321

und für den äußeren Schnitt

Maßgebend ist der kleinere α_D -Wert von $\alpha_D = 2,45$. Dieser Wert entspricht einer Erhöhung der zulässigen Lasten um 145 %.

Die offensichtlich sehr hoch angesetzten zulässigen Schubspannungen sind bei keinem Versuch maßgebend. Im wesentlichen auf Grund der Biegebemessung sind die vorhandenen Sicherheiten in allen Fällen ausreichend ($\gamma > 2,5$), und die Erhöhung der zulässigen Lasten bewegt sich im Rahmen der rechnerischen Tragfähigkeitssteigerungen nach Spalte 1.

keine Zeile hin

Dennoch erscheint es ratsam, die hohen, zulässigen Schubspannungen des Zulassungsbescheides noch einmal zu überdenken. Es sollte gewährleistet sein, daß auch für solche Platten, bei denen die Schubbemessung maßgebend ist, gleich hohe mittlere Sicherheiten erreicht werden wie bei nicht mit Dübelleisten verstärkten Platten ($\gamma = 3,0$ nach derzeitiger DIN 1045 bzw. $\gamma = 2,5$ nach Vorschlag der vorliegenden Arbeit vergl. Abschn. 7). Die hier nachgerechneten Versuche beweisen lediglich die Einhaltung eines Sicherheitsabstandes von $\gamma \approx 1,5$ bis $2,0$.

Autor	Versuch V.Nr. Bez.		1	2	3	4	5	6	7	8(=3)	9	
			Bruchlast	zulässige Last								
			$\gamma = F_t/F_{uo}$	$\gamma = F_t/F_{ao}$			$\gamma = F_t/F_a$					
			Dübelverst. nicht angesetzt					Dübelverstärkung angesetzt				
			"G2" (F_u)	DIN (τ)	DIN (m)	maßg.	Zulassung (τ) _i (τ) _a (Düb.)			DIN (m)	maßg.	
Seible /185/	1	SC11	1,11	<u>2,81</u>	2,72	τ	1,22	<u>1,57</u>	2,03	<u>2,72</u>	m	
	2	SC12	1,11	<u>2,81</u>	2,72	τ	1,22	<u>1,57</u>	2,03	<u>2,72</u>	m	
	3	SC13	1,08	<u>2,73</u>	2,64	τ	1,18	<u>1,53</u>	1,97	<u>2,64</u>	m	
Andrä /21/	4	VK 1	1,28	<u>4,17</u>	3,65	τ	<u>1,68</u>	1,47	1,90	<u>3,65</u>	m	
	5	VK 2	1,23	<u>4,10</u>	3,38	τ	<u>1,64</u>	1,44	1,71	<u>3,38</u>	m	
	6	VK 3	1,26	<u>4,51</u>	2,83	τ	<u>1,92</u>	1,70	1,38	<u>2,83</u>	m	
	7	VK 4	1,14	<u>3,48</u>	2,38	τ	<u>1,70</u>	1,43	<u>3,18</u>	2,38	Düb.	

noch
nicht
in
EDV
(von Hüt
gezeichnet)

Tabelle 17.1:

γ -Werte der Versuche mit Dübelleistenverstärkung nach Tab. A1.13

(maßgebende Werte sind jeweils unterstrichen)

$\gamma = F_t/F_{uo}$ bzw. F_t/F_{ao} oder F_t/F_a

F_t = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = rechnerische Bruchlast eines nicht mit
Dübelleisten verstärkten Vergleichskörpers,
berechnet nach Ansatz "G2" (s.Gl.(6.3))

F_{ao} = zulässige Last eines nicht mit
Dübelleisten verstärkten Vergleichskörpers,
berechnet nach DIN 1045

F_a = zulässige Last eines mit Dübelleisten verstärkten
Versuchskörpers nach DIN 1045 bzw. Zulassung

18 Acht weitere Sonderfälle

18.1 Allgemeines

Nachfolgend werden acht Sonderfälle des Durchstanzens angesprochen. Sie betreffen

- von der Materialseite her den Stahlfaserbeton,
- von der Ausführungsseite her einachsige gespannte Platten, lochrandgestützte Platten, Köcherfundamente und Pfahlkopflplatten sowie
- von der Beanspruchungsseite her die Lastfälle Stoß, Erdbeben und Brandeinwirkung.

Diese acht Sonderfälle brauchten laut Forschungsauftrag in dieser Arbeit nicht behandelt zu werden. Da jedoch die Literatur und zum Teil auch die Daten entsprechender Durchstanzversuche im Rahmen der Gesamtarbeit ohnehin gesammelt und gesichtet wurden, sollten zumindest die ohnehin vorliegenden Kenntnisse festgehalten werden.

Die nachfolgenden Ausführungen wollen deshalb nur kurze Überblicke über die Spezialthemen geben. Sie sind lediglich als Ansatzpunkte für ausführlichere Forschungen zu den angesprochenen Themen zu verstehen.

18.2 Stahlfaserbeton

Stahlfaserbeton ist Beton, der durch gleichmäßig zugemischte Stahlfasern verstärkt ist. Die Stahlfasern sind im allgemeinen zwischen 25 und 50 mm lang und weisen Durchmesser von 0,3 bis 0,8 mm auf. Die Enden sind je nach Fabrikat glatt, abgebogen oder verdickt. Der Grad der Stahlfaserverstärkung wird durch den Volumenanteil p der Stahlfasern am Gesamtbeton beschrieben. Für Stahlbetonbauteile mit Abmessungen, wie sie bei Flachdecken vorkommen, sind Volumenanteile von $p = 0,5$ bis 1,5 % üblich.

Durchstanzversuche an stahlfaserverstärkten Platten sind aus zwei Berichten bekannt:

- Swamy und Ali /197/ prüften 14 stahlfaserverstärkte quadratische Flachdeckenausschnitte sowie einige Vergleichsplatten aus Normalbeton. Von den genannten 14 Versuchen waren nur 5 uneingeschränkt dem Grundfall des Durchstanzens vergleichbar. Die Platten der anderen Versuche wiesen entweder Schubbewehrungen oder Konzentrationen der Biegezugbewehrung am Stützenanschluß auf.
- Walraven und Körmeling /206/ prüften 18 stahlfaserverstärkte kreisförmige Platten. Vergleichsversuche an Normalbetonplatten wurden nicht durchgeführt.

Versuchsnachrechnungen nach dem Vorschlag "G2" (s. Gl. (6.3) im Abschn. 6.3.3) führten zu folgendem Ergebnis:

- Bei geringen Prozentsätzen der Biegezugbewehrung von $\mu \approx 0,5 \%$ (alle 5 o.g. Versuche aus /197/ sowie 4 Versuche aus /206/) führt die Stahlfaserverstärkung zu deutlichen Tragfähigkeitssteigerungen. Festzustellen sind Werte um $\alpha_{FB} = F_t / F_{uo} \approx 1,3$ bis 1,6. Hierbei ist F_t die Versuchsbruchlast der faserverstärkten Platte und F_{uo} die rechnerische Bruchlast der nicht verstärkten Vergleichsplatte.
- Bei höheren Prozentätzen der Biegezugbewehrung von $\mu > 1,0 \%$ (10 Versuche aus /206/) sind keine Tragfähigkeitssteigerungen durch die Stahlfaserverstärkung erkennbar.

Die Wirkung der Stahlfasern liegt im wesentlichen in einer Erhöhung der Zugfestigkeit des Beton. Die Druckfestigkeit wird nur sehr geringfügig erhöht.

Im Prinzip übernehmen die Fasern deshalb primär Aufgaben der Biegezugbewehrung, indem sie Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit erhöhen. Beides wirkt sich auf die Durchstanztragfähigkeit günstig aus. Bei Platten mit schwacher Biegebewehrung ist dieser günstige Effekt verständlicherweise vergleichsweise stark. Bei Platten dagegen, die auf Grund einer starken Biegezugbewehrung auch ohne die Stahlfaserverstärkung schon hohe Biegesteifigkeiten und -tragfähigkeiten aufweisen, ist dieser Effekt nur gering. Die Versuchsergebnisse bestätigen diese Überlegungen.

18.3 Einachsig gespannte Platten

Bei einachsig gespannten Platten besteht die Gefahr des Durchstanzens, wenn sehr starke, konzentrierte Einzellasten auf die Platte einwirken (Bild 18.1).

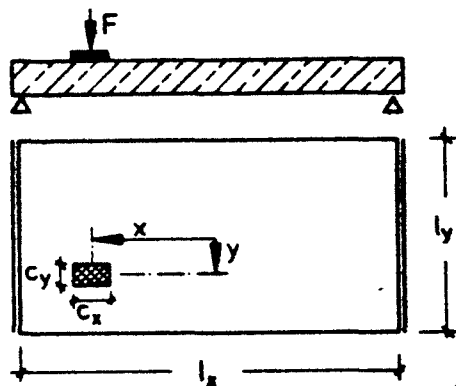




Bild 18.1:

Einachsig gespannte Platte unter konzentrierter Einzellast

Folgende Versuchsberichte liegen vor:

- Eine Reihe von Arbeiten befaßt sich mit Brückenplatten. Untersucht werden die Stützenbereiche durchlaufender Plattenbrücken (/111/ und /158/ ohne Vorspannung, /111/ und /157/ mit Vorspannung) und die Einleitungspunkte von Radlasten auf Fahrbahnplatten (/29/ und /112/ mehrstegige Platten, /175/ einfeldrige Platten mit Radsimulation durch Gummilager und /103/ Stahlverbundplatten).

- Einige Arbeiten befassen sich speziell mit der Überleitung von Biegemomenten (/78/ und /133/ ohne Schubbewehrung in der Platte und /67/ mit vertikaler Vorspannung als Schubverstärkung).
- /84/ befaßt sich mit vorgespannten Platten.
- /88/ untersucht den Einfluß unterschiedlicher Seitenverhältnisse von rechteckigen Stützenquerschnitten.
- /51/ und /51/ prüfen Lasteinleitungen in der Nähe von ^{c/t}  Dekkenunterzügen. 
- /26/ interessiert sich vorrangig für die zur Biegebemessung ansetzbare mitwirkende Plattenbreite.
- /29/ und /52/ testen einachsige gespannte Platten lediglich als Vergleichsversuche zu vierseitig gelagerten Flachdeckenausschnitten.

Trotz der Vielfalt der Untersuchungsthemen fanden sich 52 Versuche aus 8 Berichten, die sich von Versuchen zum Grundfall des Durchstanzens lediglich durch die Randlagerungsbedingungen unterschieden. Die Einzellast wurde bei diesen Versuchen in der Plattenmitte eingeleitet, und die Platte selbst war an zwei gegenüberliegenden Rändern gelenkig gelagert.

Nachrechnungen dieser Versuche sowie die Ergebnisse einzelner Berichte zu Spezialthemen lassen folgende Feststellungen zum Durchstanzen einachsiger gespannter Platten zu:

- Der Bruchmechanismus ist im Prinzip gleichartig wie beim Durchstanzen von Flachdecken und Einzelfundamenten. Dies beweist u.a. die gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch bei Versuchsnachrechnungen nach dem theoretisch begründeten Berechnungsvorschlag "G1" (s. Gl. (6.1) im Abschn. 6.3.2). Zur Berechnung des maßgebenden Biegemomentes am Stützenanschluß wurde hierzu - in Ergänzung der

Zeile 4 der Tabelle A3.1 des Anhangs A3 - folgende Beziehung zwischen Plattenbiegemoment und Stützenlast verwendet:

$$m/F = (0,092 - 0,0955 \cdot \ln c_q/l_x) \cdot f(l_x/l_y) \quad (18.1)$$

Die Längen l_x und l_y sind in Bild 18.1 definiert. Die Funktion $f(l_x/l_y)$ lautet: (S)

$$\text{für } l_x/l_y > 1,0: \quad f(l_x/l_y) = 0,30 + 0,70 \cdot l_x/l_y \quad (18.2a)$$

$$\text{für } l_x/l_y < 1,0: \quad f(l_x/l_y) = 0,75 + 0,25 \cdot l_x/l_y \quad (18.2b)$$

- Die derzeitigen Vorschriften der DIN 1045 zum Durchstanzen von Flachdecken bzw. die in dieser Arbeit entwickelten Änderungsvorschläge können vermutlich uneingeschränkt auch auf einachsige gespannte Platten angewendet werden. Ausreichende experimentelle Nachweise hierzu fehlen bislang noch für sehr breite ($l_x/l_y < 1,0$) und für sehr lange ($l_x/l_y > 1,0$) Plattenstreifen sowie für Lastfälle, in denen die konzentrierten Lasten am freien Plattenrand eingeleitet werden.
- Die geringste Durchstanztragfähigkeit liegt für Lasteinleitungen in Feldmitte vor. Dies ist verständlich, da in diesem Fall die maximalen Biegebeanspruchungen vorliegen. Höhere Tragfähigkeiten bei Laststellungen näher zum Auflager sind allerdings nur gewährleistet, wenn die dortige Biegebewehrung nicht zu stark gegenüber der Bewehrung in Feldmitte abgemindert ist. Es muß deshalb davon abgeraten werden, die Feldebewehrung durchstanzgefährdeter Platten zu staffeln, d. h. diese Bewehrung nicht vollständig bis zum Auflager durchzuführen.
- Wird die Last über Elastomerlager eingeleitet statt über Beton- oder Stahlkörper, so ist eine Platte in der Lage, auf der gleichen Lasteinleitungsfläche deutlich höhere Lasten zu ertragen.

Ort
Tafel
(S)
(D)
1

18.4 Lochrandgestützte Platten

Eine Platte gilt als lochrandgestützt, wenn sie allein an den Rändern von Aussparungen ("Löchern") aufgelagert ist. Die Aussparungen dienen im allgemeinen dem Hindurchführen der sich auch noch oberhalb der Platte fortsetzenden Stützen dieser Platte. Lochrandgestützte Flachdecken findet man hauptsächlich im Skelettbau, teils als örtlich hergestellte Platten, teils als Hubdecken.

Die Bemessungsvorschriften der DIN 1045 für Flach- und Pilzdecken gelten ausdrücklich nicht für lochrandgestützte Platten. In einem ausführlichen Buch über lochrandgestützte Platten äußert sich Reyer /171/ auch zur Anwendbarkeit der Durchstanzvorschriften der DIN 1045 auf lochrandgestützte Flachdecken. In Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Literatur über Durchstanzversuche empfiehlt Reyer, lochrandgestützte Platten genau in der gleichen Weise zu bemessen wie monolithische Flachdecken. Die Größe des hierbei rechnerisch ansetzbaren Stützenquerschnittes hängt von der Ausbildung der konsolenähnlichen, meist stahlbaumäßigen Auflagerkonstruktionen ("Kragen") ab.

Kragen, die in sich ausgesteift sind, die umlaufend an der Stütze befestigt sind und bei denen die Verbindung zwischen Stütze und Kragen vollflächig kraftschlüssig ausgebildet ist, gelten als steif. Dieser Art steife Kragen dürfen gedanklich durch monolithische Ersatzstützen ersetzt werden, deren Querschnitt der äußeren Umgrenzungslinie der Kragen entspricht. Für weiche Kragen sind Abminderungen vorzunehmen. Fehlt es an ausreichender Steifigkeit in radialer Richtung, so ist der gedachte Stützenquerschnitt ggf. bis auf den tatsächlichen Stützenquerschnitt zu vermindern. Ist der umlaufende Kragen nicht durchgehend an der Stütze befestigt, so dürfen - ähnlich wie bei Rand- und Eckstützen - nur begrenzte Teile des vollständigen Umfanges der rechnerischen Ersatzstütze für die Lastübertragung angesetzt werden.

Als Abschluß zum Thema lochrandgestützter Flachdecken folgen noch einige Hinweise auf Literaturstellen:

- Versuchsdurchführungen an - größtenteils vorgespannten - lochrandgestützten Platten sind u. a. bekannt aus /184/, /201/ (Übersicht hierzu s. auch in /38/), /16/ (weitere Versuche s. auch dortige Lit. Nr. 7), /64/ und /84/.
- Mit der Theorie, insbesondere im Hinblick auf die Kragensteifigkeit, setzt sich Andersson /17/ bei der Auswertung seiner Versuche /16/ sehr ausführlich auseinander. Augustin /24/ berichtet in Deutschland über beide Arbeiten.
- Herzog /92/ führt eine statistische Auswertung von 19 Versuchen an lochrandgestützten Platten durch. Er stellt fest, daß sich die Tragfähigkeiten nicht von denen vergleichbarer monolithischer Platten unterscheiden, sofern die Kragen ausreichend steif sind.
- Das Tragverhalten und die Bemessung von Stützenanschlüssen mit Stahlpilzen behandelt Stiglat /193/ ausführlich. Stahlpilze sind weit ausladende Kragenkonstruktionen, die um die Stütze herum einen Plattenbereich vom mehrfachen Durchmesser der eigentlichen Stütze durch eine Stahlkonstruktion ersetzen. Weiteres über Stahlpilze s. Abschn. 17.2.
- Über zwei Versuche an Platten mit Dübelleisten als Schubverstärkungen berichten Stiglat und Steiner /194/. Zum Thema Dübelleisten sei auf Abschn. 17.5 verwiesen.

18.5 Köcherfundamente

Köcherfundamente sind Fundamente, bei denen die Stütze als Fertigteil in eine Aussparung ("Köcher") in die Fundamentplatte hineingestellt ist. Nach dem Ausrichten der Stütze wird der Freiraum in der Aussparung mit Mörtel verfüllt, so daß ein weitgehend monolithisches Bauteil entsteht.

Versuche zum Durchstanzen von Fundamenten der beschriebenen Art sind vom Otto-Graf-Institut in Stuttgart (Dieterle und Steinle /48/) und aus den UDSSR (Golosov und Korovin /70/) bekannt. In beiden Fällen werden ausschließlich sog. Blockfundamente untersucht, d. h. Fundamente, bei denen der Köcher als Vertiefung in die Fundamentplatte eingelassen ist. Die Köchertiefe beträgt üblicherweise ca. 50 % bis 75 der Plattendicke. Das Gegenstück zum Blockfundament ist das sog. Hülsen- oder Becherfundament. Hier liegt der Stützenanschluß nicht in der eigentlichen Platte, sondern in einem aufgesetzten Stahlbetonhohlkasten ("Becher" oder "Hülse"). Versuche zum Durchstanzen solcher Fundamente sind nicht bekannt.

Golosov und Korovin /70/ befassen sich mit der in den UDSSR verbreiteten Bauweise, bei welcher Blockfundamente auf Pfählen gegründet sind. Zur Klärung der Frage nach der Durchstanztragfähigkeit von Blockfundamenten können diese Versuche nur indirekt herangezogen werden. Die Blockfundamente wurden für die Versuche nämlich gedanklich in zwei übereinanderliegende Platten getrennt, wobei die Trennfläche in der Ebene der Sohlfläche des Köchers verlief:

Im ersten Teil des Versuchsprogramms wurden Platten mit durchgehender Aussparung (≙ obere gedachte Teilplatte) geprüft. Die Untersuchungen galten der Frage, in welcher Weise die seitlichen Kraftübertragungsflächen zur Einleitung

der Stützenkräfte in die Fundamentplatte beitragen.

Im zweiten Teil des Versuchsprogramms wurden Pfahlkopfplatten ohne Aussparungen (* untere gedachte Teilplatte) geprüft. Diese Versuche entsprechen der Annahme, daß die Stützenkraft allein über die Stirnfläche des Stützenendes in die Fundamentplatte eingeleitet wird. Da die Platten ohne Köcher ausgebildet waren, also die Besonderheit eines Köcherfundamentes gar nicht aufwiesen, werden diese Versuche an dieser Stelle nicht näher besprochen, sondern erst im nachfolgenden Abschnitt "Pfahlkopfplatten" aufgegriffen.

Dieterle und Steinle stellen anhand von 5 Versuchen an flach gegründeten Blockfundamenten fest, daß sich bei geeigneter Ausführung des Stützenanschlusses Blockfundamente hinsichtlich der Durchstanztragfähigkeit nicht von vergleichbaren monolithisch hergestellten Fundamenten unterscheiden. Nachrechnungen der Versuche im Rahmen der vorliegenden Arbeit bestätigen diese Feststellung.

Ein Stützenanschluß ist im Hinblick auf die Durchstanzgefahr dann als geeignet anzusehen, wenn die Stützennormalkraft nicht am Stützenende, sondern entlang der Mantelflächen des einbindenden Stützenfußes in das Fundament übergeleitet wird. Hierzu sind bestimmte Mindestanforderungen an die Profilierung der Oberflächen des Stützenfußes und des Köchers und an die Art der Mörtelfüllung einzuhalten. Näheres hierzu ist dem o.g. Bericht /48/, sowie der Fachliteratur über Köcherfundamente zu entnehmen.

18.6 Pfahlkopfplatten

Pfahlkopfplatten sind Fundamentplatten, die nicht in der üblichen Art flach gegründet sind, sondern die ihre Lasten über Pfähle in das Erdreich einleiten. Die Besonderheit solcher Platten hinsichtlich der Durchstanzgefahr besteht darin, daß

- (1) die Plattenbelastung im Umkreis um die Stütze nicht gleichmäßig verteilt, sondern auf wenige Punkte konzentriert eingeleitet wird und daß
- (2) die Lasteinleitung häufig sehr nahe am Stützenanschluß erfolgt, so daß steile Bruchrisse unter mehr als 45° Neigung erzwungen werden.

Versuche, die zur Klärung der hier anstehenden Fragen beitragen können, liegen aus 5 Berichten vor:

- Der älteste Bericht stammt von Blevot und Fremy /32/. Im theoretischen Teil der Arbeit wird ein Verfahren zur Bruchlastberechnung sehr gedrungener Pfahlkopfplatten entwickelt. Das Verfahren geht von einem räumlichen Strebenfachwerk aus. Dieterle berichtet in /43/ auch in deutscher Sprache darüber. Im experimentellen Teil der Arbeit wird über Versuche an insgesamt 94 Pfahlkopfplatten auf 2, 3 oder 4 Pfählen berichtet. Die Bruchbilder sind sehr aufschlußreich. Verschiedentlich lassen sie das Versagen bestimmter Streben des Fachwerkmodells eindeutig erkennen. Vollständige Durchstanzbrüche treten jedoch in keinem Fall auf.
- Taylor und Clarke /202/ führten 15 Versuche an ähnlichen Platten wie Blevot und Fremy durch. Sie beobachteten teils Biege- teils Durchstanzbrüche. Aus der Auswertung aller Versuche leiten sie Bemessungsvorschläge ab. Die erforderliche Biegebewehrung wird nach den Ergebnissen einer Fachwerkberechnung entsprechend /32/ angegeben. Die Tragfähigkeit des Betons wird durch die Einhaltung bestimmter zulässiger Schubspannungen gewährleistet.

- Lächler /121/ prüfte 10 achteckige Pfahlkopfplatten auf je 8 im Kreis angeordneten Auflagerpunkten. Thema seiner Arbeit waren in erster Linie Fragen zur Einleitung von Einzellasten durch Stahlprofilträger. Bei 3 Versuchen erzielte Lächler Durchstanzbrüche. Die durch den Abstand zwischen der Stütze und den Auflagerpunkten bestimmte Neigung der Bruchrisse lag in allen drei Fällen bei ca. 45°. 08
Tippur✓
- Golosov und Korovin /70/ (s. auch Abschn. 18.5) prüften 12 quadratische Platten mit monolithisch angeschlossener Stütze und Auflagerung auf vier gelenkigen Pfahlkopfsimulationen. Die Autoren stellen u. a. fest, daß die Tragfähigkeit der Platten um so höher ist, je enger der Abstand zwischen der Stütze und den Pfahlköpfen ist, d. h. je steiler der Bruchriß erzwungen wird.
- Forsell und Holmberg /53/ untersuchten zwar keine Pfahlkopfplatten, doch gingen sie der Frage nach, in welchem Maße sich die Durchstanztragfähigkeit steigert, wenn die Plattenbelastung so nahe am Stützenanschluß eingeleitet wird, daß Bruchrisse unter Neigungen von mehr als 45° erzwungen werden. Sie kommen - wie Golosov und Korovin - zu dem Ergebnis, daß die aufnehmbaren Schubspannungen ab erzwungenen Rißneigungen von 45° stark ansteigen. Wie im Abschn. 8.4.3 bereits erläutert, ist dieser Tragfähigkeitsanstieg aus dem Bruchmechanismus des Durchstanzens erklärbar und nach entsprechenden Vergleichen mit dem Balkenschubbruch auch zu erwarten.

18.7 Stoßartige Beanspruchungen

Es ist bekannt, daß Materialien unter extrem kurzzeitigen Krafteinwirkungen höhere Festigkeiten aufweisen als bei langsam aufgebrachten Belastungen. Diese Eigenschaft der Materialien ist von Bedeutung, wenn man die Widerstandsfähigkeit von Bauteilen gegen Stoßbeanspruchungen untersucht.

Für Flach- und Pilsdecken sind derartig kurzzeitige Beanspruchungen nur in Katastrophenfällen zu erwarten. Es verwundert deshalb nicht, daß alle zu diesem Thema bislang durchgeführten Forschungen im Auftrage nationaler Behörden für Zivilschutz und Verteidigung durchgeführt wurden.

Criswell /41/ berichtet über zwei Forschungen zur Tragfähigkeit stoßbeanspruchter Flach- oder Pilsdecken. Im Rahmen der ersten Forschungsarbeit prüfte er 9 Flachdeckenausschnitte, die er innerhalb von 0,009 bis 0,032 sec. bis zum Bruch belastete. Beim Vergleich mit 9 entsprechenden sehr langsam belasteten Platten stellte er Tragfähigkeitssteigerungen von ca. 18 % für schwach bewehrte Platten (mit Fließerscheinungen in der Bewehrung noch vor dem Bruch) bzw. von ca. 25 % für stärker bewehrte Platten (kein Fließen) fest.

Criswells zweite Forschungsarbeit bestätigte diese Ergebnisse. Hier untersuchte er zwei Modelle massiver Kellerdecken mit Stützenkopfverstärkungen von denen eines schnell und eines langsam belastet wurde. Die Tragfähigkeitssteigerung lag bei ca. 30 %. Beim Bruch wies die stoßartig belastete Platte dabei um 25 bis 50 % größere Durchbiegungen auf als die langsam belastete Platte.

Interessant ist hinsichtlich des Katastrophenschutzes noch eine Feststellung, die Criswell allerdings nur für statisch belastete Versuche experimentell belegt. Während seine Deckenausschnitte nach dem Bruch nur noch eine Resttrag-

fähigkeit von ca. 20 bis 30 % aufwiesen, konnte die vollständig geprüfte Decke auf Grund eines sich ausbildenden Seilnetzes der Bewehrungen noch ca. 40 % ihrer Bruchlast aufnehmen.

Sundquist /196/ faßt die Ergebnisse aus drei umfangreichen Forschungsarbeiten über stoßartig belastete Flachdecken zusammen. Er prüfte zwei Serien von je 5 in unterschiedlicher Art schubverstärkten Platten. Die Belastung wurde bei der ersten Serie langsam und bei der zweiten Serie schnell (Belastung innerhalb von ca. 0,005 sec.) aufgebracht. Die Tragfähigkeitssteigerungen bei stoßartiger statt langsamer Belastung erreichten Werte bis zu 100 %. In seinen Arbeiten beschäftigt sich Sundquist ausführlich mit geeigneten Methoden zur Tragfähigkeitsberechnung.

18.8 Erdbebenbeanspruchungen

Die von Erdbeben ausgehenden Kraftwirkungen unterscheiden sich grundsätzlich von denen, die üblicherweise der Bemessung eines Gebäudes zugrunde zu legen sind. Alle Beanspruchungen rühren allein aus der Massenträgheit des Gebäudes her und haben ihre Ursache in Baugrundbewegungen, die hinsichtlich Richtung, Beschleunigung und zeitlichem Verlauf von der Art des Gebäudes unabhängig sind.

Die von außen auf ein Gebäude einwirkenden Kräfte weisen aus diesem Grunde folgende Besonderheiten auf:

- Die Kräfte greifen ausschließlich in der Sohlfuge des Gebäudes an,
- sie sind horizontal gerichtet,
- sie wirken als Wechsellasten über einen nur sehr kurzen Zeitraum und
- ihre Beträge hängen von den Trägheitsreaktionen des Gebäudes ab. Sie sind um so größer, je mehr Masse das Gebäude aufweist und je steifer das Gebäude gebaut ist.

Hieraus entstehen vier Problemkreise, die den Entwurf von Gebäuden mit durchstanzgefährdeten Bauteilen betreffen:

(1) Bauwerksform:

Wie auch in der DIN 4149 ("Bauten in deutschen Erdbebengebieten") im Teil 1, Abschn. 5 empfohlen, ist es zu vermeiden, Baukörper mit großer Masse oder mit großer Eigensteifigkeit auf vergleichsweise schlanken Unterkonstruktionen aufzubauen. Stützen auf Einzelfundamenten oder unter Flach- oder Pilzdecken sind solche schlanken Bauteile. Diese Konstruktionsarten sind deshalb in erdbebengefährdeten Gebieten zu vermeiden, wenn der Bauwerksentwurf vergleichsweise massige und steife Bauteile über ihnen vorsieht.

(2) Horizontalkraftbeanspruchungen:

Die horizontal wirkenden Erdbebenkräfte haben zur Folge, daß die Stützen eines Gebäudes Schub- und Biegebeanspruchungen erfahren. Im Anschlußbereich zwischen Stütze und Platte sind deshalb zusätzlich zu den stets vorhandenen Vertikalkräften auch Horizontalkräfte und Biegemomente wirksam.

Die Aufnahme der Horizontalkräfte als Plattennormalkräfte ist selbstverständlich problemlos. Die Biegemomente hingegen erhöhen in der Platte die Biege- und Schubbeanspruchungen und erhöhen damit die Durchstanzgefahr. Dies wurde bereits im Abschn. 10 ausführlich besprochen. Eine Wiederholung hier erübrigt sich deshalb.

(3) Zeitlichen Verlauf der Krafteinwirkung

Der zeitliche Verlauf der auf ein Bauteil während eines Erdbebens einwirkenden Kräfte zeichnet sich durch wechselnde Kraftrichtungen in sehr kurzer Zeitfolge aus. Üblicherweise wird der - nach hier nicht näher erläuterten Verfahren ermittelte - Maximalwert der Erdbebenkräfte als Wert einer statischen Ersatzlast der Bemessung zugrunde gelegt. Unberücksichtigt bleibt dabei die Tragfähigkeitsminderung, die wegen der mehrfachen Last-

wiederholungen und der wechselnden Lastrichtungen zu erwarten ist. Ebenso bleibt die gegenzurechnende Tragfähigkeitsteigerung infolge der sehr schnellen Belastungsvorgänge unberücksichtigt.

Dilger, Elmasri und Ghali /49, 66/ führten Versuche an Flachdeckenausschnitten unter erdbebenähnlichen Belastungen durch. Sie überlagerten konstant gehaltenen Stützennormalkräften Biegemomente, die sie innerhalb von ca. 0,1 bis 0,3 sec aufbrachten. Sie stellten fest, daß um ca. 15 bis 30 % höhere Biegemomente aufgenommen werden konnten als in Vergleichsversuchen mit sehr langsam aufgebrachter Momentenbelastung. Den Einfluß mehrfacher Lastwechsel untersuchten sie nicht.

(4) Plastische Verformbarkeit (Zähigkeit):

Die plastische Verformbarkeit bezeichnet das Verhältnis der insgesamt bis zum Bruch auftretenden Verformungen, zu den Verformungen, die bis zum Erreichen der Plastizitätsgrenze (z. B. "Fließgrenze" beim Stahl) eintreten.

Es ist einleuchtend, daß große plastische Verformbarkeiten für ein erdbebenbeanspruchtes Bauwerk günstig sind. Die einem Bauteil aufgezwungenen Verformungen können ohne Versagen des Bauteils aufgenommen werden, und die von dem Bauteil in die Nachbarbereiche ausgehenden Kraftwirkungen bleiben trotz großer Verformungen vergleichsweise gering.

Versuche zur Verformbarkeit der Stützenbereiche von Flachdecken lassen allgemein den Schluß zu, daß eine Erhöhung der Biegebewehrung zwar die Tragfähigkeit erhöht, die Verformbarkeit jedoch stark mindert. Schubverstärkungen aller Art hingegen erhöhen nicht nur die Tragfähigkeit, sondern sie erhöhen in noch wesentlich stärkerem Maße die Verformbarkeit (Vergleiche hierzu auch Bild 12.2 im Abschn. 12). Dilger e.a. /49, 66/ bestätigten diese Feststellungen speziell für erdbeben-

beanspruchte Flachdecken in ihren bereits zitierten Versuchen.

Es ist im Rahmen dieser Arbeit nicht möglich, auf die betragsmäßigen Zusammenhänge zwischen Verformbarkeit und gewählter Konstruktionsform einzugehen. Hier kann nur der Hinweis gegeben werden, daß die auch im Abschn. 9.2 der DIN 4149 geforderte, möglichst hohe plastische Verformbarkeit bei durchstanzgefährdeten Platten am sinnvollsten durch den Einbau starker Schubverstärkungen erreicht werden kann.

18.9 Brandbeanspruchung

Über das Brandverhalten durchstanzgefährdeter Platten liegen bislang keine gesicherten Erkenntnisse vor.

Bei statisch unbestimmten biegebeanspruchten Systemen treten unter Brandangriff Zwangsschnittgrößen auf, die sich den Schnittgrößen aus Gebrauchslasten überlagern. Wenn ein liniengelagertes Durchlaufsystem von unten erwärmt wird, versucht sich jedes Feld infolge des von unten nach oben abnehmenden Temperaturgradienten, später auch infolge abnehmender Steifigkeit, durchzubiegen. Diese freie Verformung wird jedoch durch den monolithischen Zusammenhang über den Zwischenstützen behindert. Es bauen sich deshalb - ähnlich wie bei Stützensenkungen - Zwangsschnittgrößen auf, die die Feldregionen entlasten, während die Stützenbereiche stärker beansprucht werden. Bei punktgestützten Platten ist ein ähnliches Verhalten zu erwarten; die durch Zwang erhöhten Schnittgrößen konzentrieren sich hier jedoch auf die vergleichsweise engen Plattenbereiche um die Einzelstützen, so daß eine erhöhte Gefährdung hier nicht auszuschließen ist. Dies gilt um so mehr, als die für das Durchstanzen maßgebende Betondruckzone durch direkten Brandangriff einer thermischen Entfestigung unterliegt.

Die DIN 4102 ("Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen") klassifiziert in ihrem Teil 4, Abschn. 3.5 Decken in Feuerwiderstandsklassen. Die Klassifikation gilt ausdrücklich auch für Flach- und Pilzdecken. Die Tabellen 10 und 13 des Normteiles schreiben Mindestwerte für die Plattendicke (15 cm für Pilzdecken; 15 bis 20 cm für Flachdecken, je nach Feuerwiderstandsklasse) und für den Achsabstand der untersten Bewehrungslage vom Betonrand (je nach Feuerwiderstandsklasse 12 bis 45 mm für Pilzdecken und 12 bis 60 mm für Flachdecken) vor. Die Regelungen befassen sich somit primär mit dem Verformungsverhalten und der Tragfähigkeit der Feldbereiche. Für die durchstanzgefährdeten Stützenbereiche sind keine speziellen Regelungen formuliert. Die ausreichende Tragfähigkeit dieser Bereiche wird durch die für das gesamte Plattensystem geltende o.g. Mindestdickenvorschrift gewährleistet. Zur Abschätzung des Brandverhaltens von Stützenbereichen liegen nur sehr wenige Berichte vor:

- Der Brand des Lagergebäudes der Dätwyler AG (s. /63/, dortige Lit.Nr. 159) machte deutlich, daß Pilzdecken im Brandfall erhebliche Tragfähigkeitsreserven besitzen. Erst nach ca. 4-stündigem Brand mit Temperaturen über der Einheitstemperaturkurve der DIN 4102 stürzten Teile der Decke aus den Feldbereichen ein. Die Stützenbereiche hielten trotz vollständig abgeplatzter Betondeckung dem Brand stand.
- Gantvoort /116/ berichtete anlässlich des 13. Forschungskolloquiums des DAfStb über das Versagen des Stützenanschlußbereiches einer Flachdecke unter Brandeinwirkung. Die von Gantvoort auf dem Kolloquium mündlich vorgetragenen Hinweise deuten auf den oben skizzierten Bruchmechanismus hin. Gantvoort erkannte am zerstörten Bauteil eindeutig, daß der Bruch infolge einer Überbeanspruchung der Betondruckzone der Platte um den Stützenanschluß eingetreten war. Darüberhinaus wies Gantvoort auch auf die möglicherweise ungünstig wirkenden Normalkraft-Druckbeanspru-

chungen infolge horizontalen Zwangs aus Temperaturdehnungen hin.

- An experimentellen Untersuchungen ist lediglich ein Untersuchungsbericht einer ausländischen Materialprüfungsanstalt bekannt, der sich mit dem Brandverhalten von Stützenanschlüssen mit einbetonierten pilzähnlichen Stahlprofilverstärkungen befaßt (Stahlpilze nach Abschn. 17.2, hier jedoch einbetoniert). Die Art des Versuchsaufbaus ließ Momentenumlagerungen in der oben beschriebenen Art nicht zu, so daß die Versuchsergebnisse mit Vorsicht zu beurteilen sind. Erwähnenswert ist an dieser Stelle jedoch, daß bereits nach vergleichsweise kurzer Branddauer explosionsartige Abplatzungen des Betons an der Plattenunterseite um den Stützenanschluß beobachtet wurden. Dies entspricht den Aussagen Gantvoorts und unterstreicht die erhöhte Durchstanzgefahr im Brandfall.

Abschließend bleibt festzustellen, daß über das Brandverhalten von durchstanzgefährdeten Bauteilen bisher nur unzureichende Kenntnisse vorliegen. Experimentelle Untersuchungen zu dem Thema erscheinen unbedingt angeraten. Unter Umständen wäre beispielsweise zu fordern, daß ab einer gewissen Feuerwiderstandsklasse bestimmte Mindestdicken im Stützenbereich einzuhalten wären oder daß eventuell nur Decken mit Stützenkopfverstärkungen ("Pilzen") zulässig wären.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

Phl. setzen nach Titel
(s. 15/ff. eingetragen)

3x für DAFStb

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- 1/1* /1/ Normenausschuß Bauwesen (NABau)
DIN 1045, "Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung", Ausgabe Dez.1978
(Abgedruckt z.B. im Betonkalender 1984, Teil II, S. 99-254)
- /2/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken
nach DIN 1045, Ausgabe Jan.1972.
Bearbeitet von Grasser, E. und Thielen, G.
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 240, 1976
- /3/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen
nach DIN 1045, Ausg. Dez. 1978.
Bearbeitet von Grasser, E. und Quast, u.
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 220, 1979
- /4/ Normenausschuß Bauwesen (NABau)
DIN 4227, "Spannbeton". Ausgabe Dez. 1979 bzw. Mai 1982
Teil 1: "Normalbeton mit beschränkter u. voller Vorspannung"
Teil 6: "Vorspannung ohne Verbund"
(Abgedruckt z.B. im Betonkalender 1984, Teil II, S.271-328)
- /5/ Deutscher Ausschuß für Stahlbeton
Erläuterungen zur DIN 4227 Spannbeton, Ausg. Dez. 1979.
Schriftenreihe des DAfStb, Heft 320, 1980
- /6/ Normenausschuß Bauwesen (NABau)
DIN 4219, "Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge". Ausgabe Dez. 1979
(Abgedruckt z.B. im Betonkalender 1984, Teil II, S.340-355)
- /7/ Institut für Bautechnik
Zulassung "Kopfbolzen-Dübelleisten als Schubbewehrung im Stützenbereich punktförmig gestützter Platten.
Antragsteller: Ing.Gemeinschaft Leonhardt und Andrae
Zulassungsnr. Z-4.6-70, Berlin, Juli 1980
- /8/ Comite Euro-International du Beton (CEB)
CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, 3.Ausgabe, 1978
Bulletin d'Information, No.124/125, 1978
(zu beziehen über den DAfStbB, Berlin)
- /9/ Federation Internationale de la Precontrainte (FIP)
Recommendations for the design of flat slabs in post-tensioned concrete (using unbonded and bonded tendons).
FIP/2/5, Mai 1980

- /10/ British Standards Institution
CP 110 - Code of practice for the structural use of concrete
Britische Stahlbetonbestimmungen, November 1972, (Deutsche
Übersetzung siehe Betonkalender 1976, Bd.II, S.923-1054)
- /11/ The Concrete Society
Flat slabs in post-tensioned concrete with particular regard
to the use of unbonded tendons - Design recommendations.
Concrete Society Technical Report No. 17, Juli 1979
- /12/ American Concrete Institute (ACI)
ACI Standard 318-83, Building code requirements for
reinforced concrete.
US-Stahlbetonbestimmungen, 1983
- /13/ ACI-Committee 318
Commentary on building code requirements for reinforced
concrete.
ACI Committee Report, 1977, 132 Seiten
- /14/ ACI-ASCE Committee 326
Shear and diagonal tension - Kap.8: Slabs and footings
ACI Journal, März 1962, S.353-396
- /15/ Andersson, J.L.
Punching of concrete slabs with shear reinforcement.
Transactions of the royal institute of technology Stockholm
Civil engineering 8, Nr 212, 1963, 57 Seiten
- /16/ Andersson, J.L.
Genomstansning av lift slabs (punching of lift slabs).
Nordisk Betong, Jg.7, 1963, H.3, S.229-252
- /17/ Andersson, J.L.
Dimensionering av lift slabs med hänsyn till
genomstansning (design of lift slabs with reference
to punching).
Nordisk Betong, Jg.8, 1964, H.1, S.27-54
- /18/ Andersson, J.L.
Punching of slabs supported on columns at the free edge.
Nordisk Betong, H.2, 1966, S.179-200
- /19/ Andrä, H.P.
Dübelleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei
hochbelasteten Flachdecken
Die Bautechnik, H.7, 1979, S.244-247
- /20/ Andrä, H.P. - Dilger, W.H. - Ghali, A.
Durchstanzbewehrung für Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, 1979, H.5, S.129-132
- /21/ Andrä, H.P.
Zum Tragverhalten von Flachdecken mit Dübelleisten-
Bewehrung im Auflagerbereich
Beton- und Stahlbetonbau, 1981, H.3, S.53-57
und H.4, S.100-104

- /22/ Andrä,H.-P.
Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken.
Dissertation, Universität Stuttgart, Juli 1982
- /23/ Anis,N.N.
Shear strength of reinforced concrete flat slabs without
shear reinforcement
Dissertation, Universität London, 1970, 264 Seiten
- /24/ Augustin,F.-C.
Einige technische Besonderheiten des Hubdeckenverfahrens
Beton-und Stahlbetonbau, Jg.62, 1967, H.2, S.29-32
- /25/ Bach,C. - Graf,O
Versuche mit allseitig aufliegenden,quadratischen und
rechteckigen Eisenbetonplatten
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 30, 1915
- /26/ Bach,C. - Graf,O.
Versuche mit zweiseitig aufliegenden Eisenbetonplatten
bei konzentrierter Belastung (erster und zweiter Teil)
(a) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 44, 1920
(b) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 52, 1923
- /27/ Base
(Originalbericht nicht auffindbar. Bericht über die
Veröffentlichung siehe in: CEB Bulletin,Nr.57,1968,S.68+82)
- /28/ Base,G.D.
Some tests on the punching shear strength of reinforced
concrete slabs
Technical Report TRA/321, Juli 1959, Herausgegeben
vom cement and concrete association, London
- /29/ Beal,D.B.
Load capacity of concrete bridge decks
Journal of structural division, Vol.108
April 1982, S.814-832
- /30/ Beukel,A.van den
Punching shear at inner,edge and corner columns
Heron, Vol.21, 1976, Nr.3, 30 Seiten
- /31/ Beukel,A.van den
Shear and moment in a circular plate with respect
to punching shear
Instituut TNO voor bouwmaterialen en bouwconstructies,
Report No.:BI-82-34/62.1.1245, Delft, 1982
- /32/ Blevot,J. - Fremy,R.
Semelles sur pieux
Annales de l'institut technique du batiment et des
travaux publics, Jg.20, 1967

- /33/ Braestrup, M.W.
Punching shear in concrete slabs, Einführungsbericht
IVBH Kolloquium: Plasticity in reinforced concrete,
Kopenhagen 1979, S.115-136
- /34/ Bryl, S. - Sassnick, D.
Lösung von Flachdeckenproblemen mit Hilfe von Stahlpilzen
Der Bauingenieur, Jg.53, 1978, S.355-358
- /35/ Buschmeyer, W.
Vorspannung ohne Verbund - Bemessung und Konstruktion.
Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen Nr. 22,
Universität Essen Gesamthochschule, November 1983
- /36/ Carmichael, D.
Reinforced concrete slab - column connection behaviour
Dissertation, Universität Sydney, 1971
- /37/ Carpenter, J.E. - Kaar, P.H. - Corley, W.G.
Design of ductile flat plate structures to resist earthquake
proceedings of 5th world conference on earthquake
Engineering, Paper No.250, Session 5d, Rom, Italien 1973
- /38/ Corley, W.G. - Hawkins, N.M.
Shearhead reinforcement for slabs
ACI Journal, Oktober 1968, S.811-824
- /39/ Criswell, M.E.
Strength and behaviour of reinforced concrete slab-column
connections subjected to static and dynamic loadings.
Technical Report N-70-1, U.S. Army engineer waterways
experiment station, Vicksburg, Dez. 1970, 170 Seiten
- /40/ Criswell, M.E.
Design and testing of a blast-resistant reinforced
concrete slab system
Technical Report N-72-10, U.S. Army Engineer waterways
Experiment Station, Vicksburg, Mississippi,
November 1972
- /41/ Criswell, M.E.
Static and dynamic response of reinforced concrete
slab-column connections
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.721-746
- /42/ Dettmann, G.C. - Reyer, E.
Statische und konstruktive Aspekte zur Lagerung lochrand-
gestützter Flachdecken
Die Bautechnik, 1979, H.1, S.27-32
- /43/ Dieterle, H.
Zur Bemessung und Bewehrung quadratischer Fundamentplatten
aus Stahlbeton
Dissertation Juli 1973, Universität Stuttgart

- /44/ Dieterle, H.
Zur Bemessung von Fundamentplatten ohne Schubbewehrung
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.73, 1978, H.2, S.29-37
- /45/ Dieterle, H.
Zur Bemessung quadratischer Stützenfundamente
aus Stahlbeton unter zentrischer Belastung mit
Hilfe von Bemessungsdiagrammen
Bericht über das Forschungsvorhaben BI5-800178-27 des
Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen u. Städtebau
Otto-Graf-Inst., Uni.Stuttgart, Okt.1982
- /46/ Dieterle, H. - Rostasy, F.S.
Versuche an quadratischen Einzelfundamenten mit und
ohne Schubbewehrung
Bericht über das Forschungsvorhaben V 175 des DAFSTB,
Otto-Graf-Institut, Uni.Stuttgart,
Februar 1981, 36 Seiten + Bildanhang
- /47/ Dieterle, H. - Schäfer, K.
Traglastversuche an einer großen Fundamentplatte ohne
Schubbewehrung
Bericht über das Forschungsvorhaben V 194 des DAFSTB,
Otto-Graf-Institut, Uni.Stuttgart, Mai 1981
- /48/ Dieterle, H. - Steinle, A.
Blockfundamente für Stahlbetonfertigstützen
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 326, 1981
- /49/ Dilger, W. - Elmasri, M.Z. - Ghali, A.
Flat plates with special shear reinforcement subjected to
static and dynamic moment transfer
ACI Journal, Oktober 1978, S.543-549
- /50/ Dragosavic, M. - Beukel, A. van den
Punching shear
Heron, Vol.20, 1974, No.2, 48 Seiten
- /51/ Ekeberg, P.K. - Sjursen, A. - Thorenfeld, E.
Load-carrying capacity of continuous concrete slabs with
concentrated loads.
Nordisk Betong, 2-4: 1982
Journal of the Concrete Federation
9. Int. Congress of the FIP, Stockholm, Juni 1982, S.153-156
- /52/ Elstner, R.C. - Hognestad, E.
Shearing strength of reinforced concrete slabs
ACI Journal, Vol.53, Juli 1956, S.29-58
- /53/ Forssell, C. - Holmberg, U.
Stämpellast på plattor av betong
Betong (Stockholm), Jg.1946, S.95
- /54/ Frank, W.
Eisenbetonbau
2.Aufl., Verlag W. Wittwer, Stuttgart 1914

- /55/ Franz, G.
Versuche an Stahlbetonkörpern der Fachdecke im
Stützenbereich - Versuchsreihe I des Instituts für Beton
und Stahlbetonbau, TH Karlsruhe
Im Auftrag der DFG erstellter Bericht, 1963
- /56/ Franz, G.
Versuche an Stahlbetonkörpern der Fachdecke im
Stützenbereich - Versuchsreihe II des Instituts für Beton
und Stahlbetonbau, TH Karlsruhe
Im Auftrag der DFG erstellter Bericht, 1964
- /57/ Franz, G.
Flachdecken
Aus "Vorträge Betontag 1965" Deutscher Beton- Verein E.V.
- /58/ Franz, G. - Rabe, J.
Der räumliche Spannungszustand im Stützenbereich
von Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.60, 1965, H.1, S.1-5
- /59/ Franz, G. - Ritter, K.
Der räumliche Spannungszustand im Stützenbereich von
Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.59, 1964, H.6, S.132-137
- /60/ Fuchssteiner, W.
Gründungen (Abschnitt "Die Beanspruchung der Fundamente")
Betonkalender 1958, Bd.2, S.304-308
- /61/ Fuchssteiner, W.
Zur Sicherung dünner Fundamentplatten gegen Durchstanzen
Beton- und Stahlbetonbau, Jg.53, 1958, H.10, S.265-267
- /62/ Gamble, W.L.
Experimental lightweight flat plate structures
Part VIII - test to failure of prestressed slabs
Constructional review, Vol.37, 1964, S.17-27
- /63/ Gantvoort, G.J.
Die Widerstandsfähigkeit von Gebäuden gegen Brandangriff.
Beiträge zum 13. Forschungskolloquium des DAfStb,
Delft, April 1982
- /64/ Gerber, L.L. - Burns, N.H.
Ultimate strength tests of post-tensioned flat plates
PCI Journal, November/Dezember 1971, S.40-58
- /65/ Ghali, A. - Dilger, W.H.
Armatures de poinçonnement pour planchers-dalles en beton
Ing. et architectes suisses, Jg.105, 1979, Nr.13, S.139-143
- /66/ Ghali, A. - Elmasri, M.Z. - Dilger, W.
Punching of flat plates under static and dynamic horizontal
forces
ACI Journal, Vol.73, October 1976, S.566-572

- /67/ Ghalil,A. - Sargious,M.A. - Huizer,A.
Vertical prestressing of flat plates around columns
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.905-920
- /68/ Glahn,H. - Trost,H.
Zur Berechnung von Pilzdecken
Der Bauingenieur, Jg.49, 1974, H.4, S.122-132
- /69/ Godycki-Cwirko,T.
Schubprobleme im Stahlbetonbau
VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1973
- /70/ Golosov,V.N. - Korvin,N.N.
Study of joints behaviour in columns with precast foundations
Proceedings of the RILEM-CEB-CIB symposium,
Athen, September 1978
- /71/ Graf,O.
Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbeton-
platten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager und...
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 73, 1933
- /72/ Graf,O.
Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig
aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 88, 1938
- /73/ Grein,K.
Pilzdecken - Theorie und Berechnung
Verlag W. Ernst & Sohn, 3.Auflage, Berlin, 1948
- /74/ Grow,J.B. - Vanderbilt,M.D.
Shear strength of prestressed lightweight aggregate concrete
flat plates
PCI-Journal, August 1967, S.18-28
- /75/ Guralnick,S.A. - Frauch,R.W.La
Laboratory study of a 45-foot square flat plate structure
ACI Journal, September 1963, S.1107-1174
- /76/ Hahn,M. - Chefdeville,J.
Flat slabs without column capitals - tests (les planchers-
dalles sans champignons-essais)
Annales, institut technique du batiment et des travaux
publics, Paris, Nr.167, 1951 oder
Beton arme (Paris), Nr.16, Januar 1951, S.23-31
- /77/ Hanson,J.M.
Influence of embedded service ducts on the strength of
flat plate structures
PCA Research and development bulletin, Rd 005.01D, 1970
- /78/ Hanson,N.W. - Hanson,J.M.
Shear and moment transfer between concrete slabs and columns
Journal of the portland cement association research and
development laboratories, Vol.10, Jan.1968, S.2-16

- /79/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
A study of tests on a flat plate and a flat slab
Civil eng. studies - struct. research series nr.217
University of Illinois, Urbana, Juli 1961
- /80/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
Test of a reinforced concrete flat plate
Journal of the structural division, Oktober 1965, S.205-231
- /81/ Hatcher,D.S. - Sozen,M.A. - Siess,C.P.
Test of a reinforced concrete flat slab
Journal of the structural division, Juni 1969, S.1051-1072
- /82/ Hawkins,N.M.
Shear strength of slabs with moments transferred to columns.
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.817-846
- /83/ Hawkins,N.M.
Shear problems in slabs
presented at the April 14-18, 1975, ASCE National structural
engineering convention and exposition, Held at new Orleans,
La. (Reprint 2502)
- /84/ Hawkins,N.M.
Lateral load resistance of unbonded post-tensioned
flat plate construction
PCI Journal, Januar-Februar 1981, S.94-116
- /85/ Hawkins,N.M. - Corley,W.G.
Transfer of unbalanced moment and shear from flat plates to
columns
ACI Publication SP-30, 1971, S.147-177
- /86/ Hawkins,N.W. - Corley,W.G.
Moment transfer to columns in slabs with shearhead
reinforcement
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.847-880
- /87/ Hawkins,N.M. - Criswell,M.E. - Roll,F.
Shear strength of slabs without shear reinforcement
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.677-720
- /88/ Hawkins,N.M. - Fallsen,H.B. - Hinojosa,R.C.
Influence of column rectangularity on the behaviour
of flat plate structures
ACI Publication SP-30, 1971, S.127-146
- /89/ Henkel,O.
Die Füße der Eisenbetonstützen
(a)Beton und Eisen, 1915, H.19/20, S.283-285, (Henkel,O.)
(b)Beton und Eisen, 1916, H.9/10,S.135-136(Zuschr. Braun,E.)
(c)Beton und Eisen, 1916, H.9/10, S.136-139, H.11, S.157-159
H.12/13, S.180-182, (Henkel,O.)

- /90/ Hemakom, R.
Strength and behaviour of post-tensioned flat plates with unbonded tendons
Dissertation, Dez. 1975, The University of Texas, Austin
- /91/ Herzog, M.
Der Durchstanzwiderstand von Stahlbetonplatten nach neu ausgewerteten Versuchen
Österreichische Ingenieurzeitschrift, Jg.14, 1971, H.6, S.186-192, H.7, S.216-219
- /92/ Herzog, M.
Wichtige Sonderfälle des Durchstanzens von Stahlbeton- und Spannbetonplatten nach Versuchen
Der Bauingenieur, Jg.49, 1974, H.9., S.333-342
- /93/ Herzog, M.
Die Bemessungsregeln des Bauingenieurs zwischen Empirie und Theorie
Unveröffentlichtes Vortragsmanuskript, 1981
- /94/ Hognestad, E.
Shearing strength of reinforced concrete column footings
ACI Journal, November 1953, S.189-203
- /95/ Hognestad, E.
Yield-line theory for the ultimate flexural strength of reinforced concrete slabs
ACI Journal, März 1953, S.637-656
- /96/ Hognestad, E. - Elstner, R.C. - Hanson, J.A.
Shear strength of reinforced structural lightweight aggregate concrete slabs
ACI Journal, Juni 1964, S.643-656
- /97/ Hollings, J.P.
The rotational capacity of a reinforced concrete flat slab to column connection
New Zealand Engineering, Vol.22, 1967, H.8, S.317-320
- /98/ Ingvarsson, H.
Experimentellt studium av betongplattor understödda av hörnpelare
Meddelande nr 111, Institutionen för byggnadstatik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1974
- /99/ Ingvarsson, H.
Betongplattors hallfasthet och armeringsutformning vid hörnpelare
Meddelande, h.122, 1977, Institutionen för byggnadsstatik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm
- /100/ Ivy, C.B. - Ivey, D.L. - Buth, E.
Shear capacity of lightweight concrete flat slabs
ACI Journal, Juni 1969, S.490-494

- /101/ Jirsa, J.O. - Sozen, M.A. - Siess, C.P.
Test of a flat slab reinforced with welded wire fabric
Journal of the structural division, Vol.92
Juni 1966, S.199-224
- /102/ Johansen, K.W.
Yield-line theory
Cement and concrete association, London 1962
(Übersetzt aus dem Dänischen, Original Veröff. 1943)
- /103/ Johnson, R.P. - Arnaouti, C.
Punching shear strength of concrete slabs subjected to
in-plane biaxial tension
Magazin of concrete research, H.110, Vol.32, März 1980,
S.45-50
- /104/ Kani, G.N.J.
Basic facts concerning shear failure
ACI-Journal, Part I, Juni 1966, S.675-692,
Part II, S.1-17
- /105/ Kani, G.
Was wissen wir heute über die Schubbruchssicherheit?
Der Bauingenieur, 1968, H.5, S.167-174
- /106/ Kanoh, Y. - Yoshizakis, S.
Strength of slab-column connections transferring shear and
moment
ACI Journal, März 1979, S.461-478
- /107/ Keefe, R.A.
An investigation on the effectiveness of diagonal
tension reinforcement in flat slabs
MSC Thesis, Massachusetts Institute of Technology, 1954
- /108/ Kinnunen, S.
Punching of concrete slabs with two-way reinforcement
Transactions of the royal institute of technology, Stockholm,
Civil engineering 6, Nr.198, 1963, 109 Seiten
- /109/ Kinnunen, S.
Tests on concrete slabs supported on columns at free edges
National swedish building research R2, 1971
- /110/ Kinnunen, S. - Nylander, H.
Punching of concrete slabs without shear reinforcement
Transactions of the royal institute of technology, Stockholm,
Civil engineering 3, Nr.158, 1960, 112 Seiten
- /111/ Kinnunen, S. - Nylander, H. - Tolf, P.
Plattjocklekens inverkan på betonplattors hallfasthet vid
genomstansning - Försök med rektangulära plattor.
Meddelande Nr 137, Institutionen för byggnadsstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1980

- /112/ Kirkpatrick, J. - Rankin, G.I.B. - Long, A.E.
Strength evaluation of M-beam bridge deck slabs.
The structural Engineer, Vol.62B, Nr.3, Sept.1984, S.60-68
- /113/ Kleinlogel, A.
Die neuen amerikanischen Vorschriften
für Pflzdecken
Beton und Eisen, 1924, H.22, S.298-303
- /114/ Klöckner, W.
Gründungen (Abschnitt "Bewehrte Einzelfundamente")
Betonkalender 1971, Bd.2, S.534-535
- /115/ Kordina, K.
Untersuchung der Möglichkeiten des Einsatzes der Vorspannung
ohne Verbund.
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben
im Auftrag des niedersächsischen Min. für Wissenschaft und
Kunst (finanziert aus Lotto-Mitteln),
unveröffentlicht, September 1983
- /116/ Kordina, K. - Meyer-Ottens, C.
Beton-Brandschutz-Handbuch.
Betonverlag, Düsseldorf, 1981
- /117/ Kordina, K. - Nölting, D.
Tragverhalten von ausmittig beanspruchten Einzelfundamenten
aus Stahlbeton
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben
im Auftrag der DFG, unveröffentlicht, 1981
- /118/ Kordina, K. - Nölting, D. *Uns. nun an d. unabh. wissp. F.d.*
~~Das Durchstanzen von Flachdecken mit Vorspannung ohne~~
~~Verbund - Experimentelle Untersuchungen.~~
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig zu einem Forschungsvorhaben
im Auftrag des niedersächsischen Min. für Wissenschaft und
Kunst (finanziert aus Lotto-Mitteln), (AZ.:2091-BV4e-16/82)
unveröffentlicht, September 1984
- /119/ Ladner, M.
Einfluß der Maßstabsgrösse bei Durchstanzversuchen.
Ableitung eines begründeten Übertragungsgesetzes
Material und Technik, Jg.1, 1973, Nr.2, S.60-68
- /120/ Ladner, M. - Rödner, H.
Zum Durchstanzen von Stützen bei Flachdecken aus
Leichtbeton
Schweizerische Bauzeitung, Jg.96, 1978, Nr.24, S.479-486
- /121/ Lächler, W.
Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton
am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse
Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilung 8, 1977

als DAFB 11/8
gezeichnet

- /122/ Ladner, M. - Schaeidt, W. - Gut, S.
Experimentelle Untersuchungen an Stahlbeton-Flachdecken
Bericht Nr.205 der EMPA (Eidgenössische Material-
Prüfungs- und Versuchsanstalt), Dübendorf 1977, 96 Seiten
- /123/ Langohr, P.H. - Ghali, A. - Dilger, W.H.
Special shear reinforcement for concrete flat plates
ACI Journal, März 1976, S.141-146
- /124/ Leeuwen, J.van
De draagkracht rondom puntvormige ondersteuning van
vlakke vza-vlören - centrisc en excentrisc
belaste middenkolumnen
Instituut tno voor bouwmaterialen en bouwconstructies,
Rapport no.:bi-79-1/62.4.1158, Delft, 1979
- /125/ Leeuwen, J.van
De draagkracht rondom puntvormige ondersteuning van
vlakke vza-vlören - centrisc belaste middenkolumnen
met strokenvoorspanning - randkolumnen (II)
Instituut tno voor bouwmaterialen en bouwconstructies,
Rapport no.:bi-80-26/62.4.1158, Delft, 1980
- /126/ Leonhardt, F.
Vorlesungen über Massivbau
(a) aus Teil I : Punktförmig gestützte Stb.Pl. (Ab.5.5.3)
(b) aus Teil II : Durchstanzen von Platten, (Abschn.5)
(c) aus Teil III: Fundamente, (Abschn.16)
Springer-Verlag, Berlin, 1973 bzw. 1975 und 1974
- /127/ Lewe,
Berechnung trägerloser Eisenbetondecken nach dem Pilzsystem
Beton und Eisen, 1915, H.12/13, S.121-123
- /128/ Linse, D. - Thielen, G.
Die Grundlagen der Biegebemessung der DIN 1045
aufbereitet für den Gebrauch an Rechenanlagen
Beton- und Stahlbetonbau, H.9, 1972, S.199-208
- /129/ Löser, B.
Zu den deutschen Eisenbetonbestimmungen vom Sept.1925
Beton u. Eisen, Jg.25, Jan.1926, H.1, S.1-4,
- /130/ Long, A.E.
Punching failure of slabs - transfer of moment and shear
Journal of the structural division, Vol.99, April 1973,
S.665-685
- /131/ Long, A.E.
A two-phase approach to the prediction of the punching
strength of slabs
ACI Journal, Februar 1975, S.37-45
- /132/ Long, A.E. - Bond, D.
Punching failure of reinforced concrete slabs
Proceedings of the institution of civil engineers,
London, Vol.37, Mai 1967, S.109-135

- /133/ Long, A.E. - Masterson, D.M.
Improved experimental procedure for determining the punching strength of reinforced concrete flat slab structures
ACI Publikation SP-42, "shear in reinforced concrete",
vol 2, 1974, S.921-935
- /134/ Mallee, R.
Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 323, 1981
- /135/ Manterola, M.J.
Punzonamiento de placas sin armadura de esfuerzo cortante
(mecanismos de redistribucion de esfuerzos y rotura)
hormigon y acero, 1967, Nr.83, Papel 457-8-30, S.71-98
- /136/ Marcus, H.
Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung
auf die Berechnung biegsamer Platten
Jul. Springer, Berlin, 1924
- /137/ Markus, G.
Kreis- und Kreisringplatten unter antimetrischer Belastung
Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- /138/ Markus, G.
Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke
Werner Verlag, Düsseldorf, 1978
- /139/ Marti, P. - Thürlimann, B.
Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der
Betonzugfestigkeit
Beton- und Stahlbetonbau, 1977, H.1, S.7-12
- /140/ Marti, P. - Ritz, P. - Thürlimann, B.
Prestressed concrete flat slabs.
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr.68, Birkhäuser Verlag Basel, Februar 1977
- /141/ Marti, P. - Pralong, J. - Thürlimann, B.
Schubversuche an Stahlbeton-Platten
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr.7305-2, Birkhäuser-Verlag Basel, September 1977
- /142/ Mast, P.E.
Stresses in flat plates near columns
ACI Journal, Oktober 1970, S.761-768
- /143/ Masterson, D.M.
A study of the punching strength of reinforced concrete
plat slabs
Dissertation, Aug.1971, Queen's University, Kingston, Canada
- /144/ Masterson, D.M. - Long, A.E.
The punching strength of slabs, a flexural approach using
finite elements
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.747-767

- /145/ Matt, P.
Vorspannung ohne Verbund - Beispiele und Möglichkeiten
der Anwendung
Beton- und Stahlbetonbau, H.9, 1981, S.212-215
- /146/ Medina, O.
Strength of non-monolithic connections between a flat
plate slab and concrete column
Dissertation, University of Texas, Juni 1961
- /147/ Moe, J.
Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings
under concentrated loads
Development department bulletin d47, Portland cement
association (PCA), April 1961, 130 Seiten
- /148/ Mowrer, R.D. - Vanderbilt, M.D.
Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete
flat plates
ACI Journal, November 1967, S.722-729
- /149/ Müller, F.P. - Schäfers, U. - Schnitzke, K.
Über die Wirkung von plattenparallelen Stützenkopf-
verstärkungen auf das Tragvermögen und -verhalten
der Konstruktion
Forschungsbericht des Instituts für Beton und Stahlbeton
der Universität Karlsruhe, 1978, 120 Seiten
- /150/ Müller, F.P. - Schäfers, U. - Schnitzke, K.
Über das Tragverhalten des Stützenbereichs von Pilzdecken
unter nicht rotationssymmetrischer Belastung
Forschungsbericht des Instituts für Beton und Stahlbeton
der Universität Karlsruhe, 1978, 104 Seiten
- /151/ Narasimhan, N.
Shear reinforcement in reinforced concrete column heads
Dissertation, University of London, Februar 1971
- /152/ Narui, S.
Ultimate shear capacity of edge column-slab-connections
Dissertation, Universität Stuttgart, 1977,
- /153/ Neth, V.W.
Model studies on punching of reinforced concrete flat
slabs at edge columns
MSC Thesis, Queen's University at Kingston, Department
of civil engineering, August 1971
- /154/ Neth, V.W. - de Paiva, H.A.R. - Long, A.E.
Behaviour of models of a reinforced concrete flat plate
edge-column connection
ACI Journal, Juli-August 1981, S.269-275
- /155/ Nölting, D.
Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton -
Tragverhalten, Berechnung, Bemessung.
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 62,
Dissertation, TU Braunschweig, April 1984

- /156/ Nylander, H. - Kinnunen, S.
Genomstansning av betongplatta vid innerpelare
brottstadieberäkning
Meddelande, H.118, 1976, Institutionen för byggnadsstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm
- /157/ Nylander, H. - Kinnunen, S. - Ingvarsson, H.
Genomstansning Av pelarunderstödd plattbro av betong
med spänd och ospänd armering
Meddelande, H.123, 1977, Institutionen för byggnadsstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm
- /158/ Nylander, H. - Sundquist, H.
Genomstansning av pelarunderstödd plattbro av betong
med ospänd armering
Meddelande, H.104, 1972, Institutionen för byggnadsstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm
- /159/ Park, R. - Islam, S.
Strength of slab-column connections with shear and
unbalanced flexure
Journal of the structural division, September 1976,
S.1879-1901
- /160/ Petcu, V. - Stanculescu, G. - Pancaldi, U.
Punching strength predictions for two-way
reinforced concrete slabs
Revue roumaine des sciences techniques: serie de
mecanique appliquee, Nr 2, März/April 1979, Rumänien
- /161/ Petcu, V. - Stanculescu, G. - Pancaldi, U. - Ionescu, P.
Studiu de sinteza privind comportarea la strapungere a
placilor armate pe doua directii
(synthesis studie concerning the punching behaviour of
two-way reinforced concrete slabs)
St.cerc. incerc, H.3, 1973, 76 Seiten
- /162/ Petcu, v. - Stanculescu, G. - Pancaldi, U. - E.A.
Relatii pentru calculul la strapungere alplacilor armate pe
doua directii (Berechnung der Durchstanztragfähigkeit
zweiachsig gespannter Stahlbetonplatten)
Buletinul stiintific al institutului de constructii
Bucuresti, 19.Jg, 1976, S.25-55
- /163/ Polivka, J.
Neuere amerikanische Versuche mit trägerlosen Decken
Beton und Eisen, 1917, H.9/10, S.131-133, H.12/13, S.158-161
H.16, S.212-215, H.17/18, S.233-235
- /164/ Polivka, J.
Neuere Versuche mit trägerlosen Decken
Beton und Eisen, 1920, H.9-10, S.99-102
- /165/ Pralong, J. - Brändli, W. - Thürlimann, B.
Durchstanzversuche an Stahlbeton- und Spannbetonplatten
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich,
Bericht Nr.7305-3, Birkhäuser-Verlag Basel, Dezember 1979

- /166/ Rafla, K. - Blume, F.
Systematische Auswertung von Schubversuchen an Stahlbeton -
balken
Unveröffentlichter Forschungsbericht des Instituts für
Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1977
- /167/ Regan, P.E.
Behaviour of reinforced and prestressed concrete subjected
to shear forces
Proceedings of the institution of civil engineers, London,
Vol.50, Supplement XVII
Paper 7441s, 1971, S.337-364
- /168/ Regan, P.E.
A comparison of british and ACI 318-71 treatments of
punching shear
ACI Publication SP-42, Vol.2, 1974, S.881-903
- /169/ Regan, P.E.
Design for punching shear
The structural engineer, Vol.52, Juni 1974, Nr.6, S.197-207
- /170/ Reimann, H.
Zur Bemessung von dünnen Plattendecken auf Stützen ohne
Kopf gegen Durchstanzen
Dissertation, Juli 1963, TH Stuttgart
- /171/ Reyer, E.
Lochrandgestützte Platten - Flachdecken
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1980
- /172/ Reyer, E.
Die lochrandgestützte Platte
- Konstruktion / Berechnung / Prüfung -
Bericht der Bundesvereinigung der Prüfengeieure für
Baustatik, Arbeitstagen 5, 1980
- /173/ Reyer, E.
Zur Konstruktion lochrandgestützter Platten
Der Bauingenieur, 1982, H.57, S.11-17
- /174/ Richart, F.E.
Reinforced concrete wall and column footings
ACI Journal, Vol.45, Okt./Nov.1948, S. 97-127, 237-260
- /175/ Richart, F.E. - Kluge, R.W.
Tests of reinforced concrete slabs subjected to
concentrated loads
University of Illinois engineering experiment station
Bulletin No.314, 1939, Urbana
- /176/ Ritter, K.
Beitrag zur spannungsoptischen Untersuchung des räumlichen
Spannungszustandes im Stützenbereich von Flachdecken
Dissertation, Juli 1961, TH Karlsruhe

DAF 100
1977
mini

- /177/ Roll, F. - Zaidi, S.T.H. - Sabnis, G. - Chuang, K.
Shear resistance of perforated reinforced concrete slabs
ACI Publication SP-30, 1971, S.77-101
- /178/ Rosenthal, I.
Experimental investigation of flat plate floors
ACI Journal, Vol.56, Aug.1959, S.153-166
- /179/ Sawczuk, A. - Jäger, T.
Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten
Springer Verlag, Berlin, 1963, 522 Seiten
- /180/ Schäfer, H. - Jahn, M.
Der Spannungszustand im Stützenbereich von Flachdecken
Beton- und Stahlbetonbau, 1979, H.1, S.23-25
- /181/ Schaeffers, U.
Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen
von balkenlosen Decken im Bereich von Innenstützen.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 357, 1984
- /182/ Schaeidt, W. - Ladner, M. - Rösli, A.
Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen
Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1970
- /183/ Schütt, K.
Vorspannung ohne Verbund - Ausführung der ersten nach
DIN 4227 Teil 6 errichteten Bauwerke
Spannbetonbau in der BRD 1978-1982, Beitrag des Deutschen
Betonvereins -Deutsche Gruppe der FIP- zum IX. FIP-Kongreß
in Stockholm 1982, S.201-209
- /184/ Scordelis, A.C. - Lin, T.Y. - May, H.R.
Shearing strength of prestressed lift slabs
ACI Journal, Oktober 1958, S.485-506
- /185/ Seible, F. - Ghali, A. - Dilger, W.H.
Preassembled shear reinforcing units for flat plates
ACI Journal, Januar-Februar 1980, S.28-35
- /186/ Self, M.W.
Ultimate strength of reinforced concrete flat slabs
Journal of the structural division,
Vol.90, August 1964, S.205-233
- /187/ Smith, S.W. - Burns, N.H.
Post-tensioned flat plate to column connection behaviour
PCI Journal, Mai-Juni 1974, S.74-91
- /188/ Stahlton AG
Flachdecken mit Stahlton Stützsteifen-Vorspannung
Unveröffentlichter Bericht der Stahlton AG, 1974/75
- /189/ Stamenkovic, A.
Local strength of flat slabs at column heads
Dissertation, Dezember 1969, University of London

- /190/ Stamenkovic, A. - Chapman, J.C.
Local strength of flat slabs at column heads
Construction industry research and information association
(CIRIA), London, Report Nr.39, August 1972, 81 Seiten
- /191/ Di Stasio, J. - van Buren, M.P.
Transfer of bending moment between flat plate floor and
column
ACI Journal, September 1960, S.299-314
- /192/ Steinmann (?)
Essais de planchers
Bericht aus der CEB-Arbeitsgruppe Durchstanzen, CA 1966
- /193/ Stiglat, K.
Statische und konstruktive Probleme mit Lösungsmöglich-
keiten bei Flachdecken im Stanzbereich
Bericht der Bundesvereinigung der Prüfeningenieure für
Baustatik, Arbeitstagungen 3, 1979
- /194/ Stiglat, K. - Steiner, J.
Durchstanzen von mit Dübelleisten verstärkten Flachdecken,
die auf Stahlstützen aufliegen
Beton- und Stahlbetonbau, 1980, H.10, S.239-246
- /195/ Sundquist, H.
Betongplatta pa pelare vid dynamisk engangslast (1)
Meddelande Nr 124, Institutionen för byggnadstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1977
- /196/ Sundquist, H.
Concrete slabs supported on slender columns under short
duration loads - summary
Meddelande Nr 134, Institutionen för byggnadstatik,
Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm 1979
- /197/ Swamy, R.N. - Ali, S.A.R.
Punching shear behavior of reinforced slab-column
connections made with steel fiber concrete
ACI Journal, Sept./Okt. 1982, S.392-406
- /198/ Talbot, A.N.
Reinforced concrete wall footings and column footings
Bulletin Nr.67, University of Illinois, engineering
experiment station, März 1913
- /199/ Tankut, T.
The behaviour of the reinforced concrete flat plate
structures subjected to various combinations of vertical and
horizontal loads
Dissertation, University of London, November 1969
- /200/ Tasker, H.E. - Wyatt, R.J.
Performance of flat slab specimens overstressed in shear at
working load
Constructional review, Sydney, Oktober-November 1962

- /201/ Tasker, H.E. - Wyatt, R.J.
Shear in flat plate construction under uniform loading
australian commonwealth experimental building station
(C.E.B.S.), Sydney, Special Report No.23, Oktober 1963
- /202/ Taylor, H.P.J. - Clarke, J.L.
Some detailing problems in concrete frame structures
The structural engineer, Januar 1976, Vol.54, S.19-32
- /203/ Taylor, R. - Hayes, B.
Some tests on the effect of edge restraint on punching
shear in reinforced concrete slabs
Magazine of concrete research, Vol.17,
Nr.50, März 1965, S.39-40
- /204/ Trost, H. - Cordes, H. - Pöllet, L.
Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich
von Eck- und Randstützen.
Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Bericht 17/83. 1983
- /205/ Vanderbilt, M.D.
Shear strength of continuous plates
Journal of the structural division, Vol.98, Mai 1972,
S.961-973
- /206/ Walraven, J.C. - Körmeling, H.A.
Second thoughts on the applicability of steel fibres
as punching shear reinforcement
Unveröffentlichter Bericht des Stevin-Instituts
der TH Delft, 1982
- /207/ Wantur, H.Z.
Bemessung der Flachdecken im Stützenbereich unter
gleichzeitiger Berücksichtigung der Biege- und
vertikalen Querbewehrung
Dissertation, Rijksuniversitet, Gent, 1969
- /208/ Wegner, R. - Harbord, R. - Duddeck, H.
Flach- und Pilzdecken im ungerissenen und im gerissenen
Zustand
Der Bauingenieur, Jg.50, 1975, H.1, S.19-26
- /209/ Wheeler, W.H.
Thin flat-slab flours prove rigid under test
Engeneering news-record, Vol.116, No.2, 9. Januar 1936,
S.49-50
- /210/ Whitney, C.S.
Ultimate shear strength of reinforced concrete flat slabs,
footings, beams, and frame members without shear reinforcement
ACI Journal, Vol.54, Oktober 1957, S.265-298
- /211/ Wischers, G. - Lusche, M.
Einfluß der inneren Spannungsverteilung auf das Tragver-
halten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton.
Beton, Jg.22, 1972, H.8 u. 9, S. 343-347 u. 397-403

- /212/ Wölfel, E.
Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund
Der Bauingenieur, Jg. 55, 1980, S. 185-195
- /213/ Yitzhaki, D.
Punching strength of reinforced concrete slabs
ACI Journal, Mai 1966, S. 527-542
- /214/ Yitzhaki, D.
Punching strength of reinforced concrete slabs
CEB-Bulletin Nr 58, 1966, S. 83-115
- /215/ Zaghlool, E.R.F. - de Paiva, H.A.R.
Tests of flat-plate corner column-slab connections
Journal of the structural division, März 1973, S. 551-572
- /216/ Zaghlool, E.R.F. - de Paiva, H.A.R. - Glockner, P.G.
Tests of reinforced concrete flat plate floors
Journal of the structural division, März 1970, S. 487-506

Anhang A1:

Versuchsdaten

Anhang A2:

Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile

Anhang A3:

m/F-Beziehungen nach der Elastizitätstheorie

Anhang A4:

Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie

Anhang A5:

Berechnungsverfahren zum Grundfall des Durchstanzens

Anhang A1Versuchsdaten

Der vorliegende Anhang A1 ergänzt den Abschn. 3.2 ("Versuchsdaten"), indem er die Daten aller in dieser Arbeit zu Versuchsnachrechnungen herangezogenen Versuche in Tabellenform angibt.

Die Datendarstellung gliedert sich in die für alle Versuche anzugebenden Grunddaten und in die nur für einzelne Sonderfälle erforderlichen Zusatzdaten.

Übersicht:

Zu Teil II (Konstruktionen nach DIN 1045):

Tab. A1.1	Grunddaten	}	Deckeninnenbereiche
Tab. A1.2	- 6 Zusatzdaten		und Fundamente
Tab. A1.7	+ 8 vollst. Daten	}	Rand- u. Eckstützen

Zu Teil III (Konstrukt. nach DIN 4227, DIN 4219 u. Zulass.):

Tab. A1. 9 + 10	Spannbetonplatten
Tab. A1.11 + 12	Leichtbetonplatten
Tab. A1.13	Platten mit Dübelbolzenleisten

Die Reihenfolge der Versuche in den Tabellen ist stets die gleiche. Zuerst werden die Versuche an Decken bzw. Deckenausschnitten aufgeführt, dann die Versuche an Fundamenten. Innerhalb der beiden Gruppen sind die Versuche in zeitlicher Folge geordnet.

Nachfolgend sind zuerst die Erläuterungen zu den sechs Tabellen abgedruckt, dann erst folgen die Tabellen selbst.

Erläuterungen zu Tabelle A1.1 (Grunddaten Deckeninnenber. und Fund. nach DIN 1045):

(Vergleiche auch Bilder B.1 und B.2 bei den Bezeichnungserläuterungen im Vorspann der Arbeit !)

Spalte 1:	Name	= Verfasser des Versuchsberichtes
Spalte 2:	Lit.	= Nr. im Literaturverzeichnis
Spalte 3:	Jahr.	= Erscheinungsjahr des Berichtes
Spalte 4:	V.Nr.	= laufende Versuchsnummer der Tab. A1.1
Spalte 5:	Bez.	= Bezeichnung des Versuches
Spalte 6:	Art	= Zuordnung zu folgenden Fällen:
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> weitere Angaben s. nächste Seite A1.2a </div>		G → Grundfall (s. Abschnitt 5 bis 8)
		P → Pilzdecke (s. Abschnitt 9)
		E → Ausmittige Stützenlast (s. Abschnitt 10)
		A → Aussparungen (s. Abschnitt 11)
		S → Schubbewehrung (s. Abschnitt 12)
Spalte 7:	S.	= statisches System des Versuchskörpers
		D → vollständige Decke
		A → Ausschnitt aus einer Decke
		F → Einzelfundament
Spalte 8:	F.	= Plattenform
		k → kreisförmig
		q → quadratisch, ggf. Unterscheidung in
		qa → Abheben der Ecken möglich
		qs → Ecken gegen Abheben gesichert
		r → rechteckig (Näheres s. Spalte 20)
Spalte 9:	l	= Plattenlänge
		= (Bei Decken) Achsabstand der Stützen
		= (Bei Ausschn.) Abstand der Randlasten
		= (Bei Fundamenten) Plattenlänge
Spalte 10:	d	= Plattendicke
Spalte 11:	h	= Statische Nutzhöhe (Mittelwert aus den Einzelwerten der Bewehrungslagen)
Spalte 12:	Q.	= Querschnittsform
		k → kreisförmig
		q → quadratisch
Spalte 13:	c	= Durchmesser eines runden bzw. Kantenlänge eines quadratischen Stützenquerschnittes

- A1 . 2a -

Ergänzung ~~zur Seite 2007~~, zu Spalte 6:
(für die Tabellen A1.7 bis A1.13)

- R = Randstützen (s. Abschnitt 13)
- C = Eckstützen (s. Abschnitt 13)
- V = Vorspannung (s. Abschnitt 15)
- L = Leichtbeton (s. Abschnitt 16)
- D = Dübelbolzenleisten (s. Abschnitt 17.5)
- Y = Plattenlängsdehnung behindert
- M = Plattenausschnitt mit fester Randeinspannung
- K = Konzentrierte Eizellast auf einachsige gespannte Platte
- Q = Stützenquerschnitt rechteckig (c = längere Rechteckseite)
- T = Stahlbaumartige Einbauteile als Schubverstärkung

- A1 . 3 -

- Spalte 14: λ = Plattenschlankheit $a/h = 1/2(\ell_0 - c)/h$
nach Abschnitt 6.3.2, Gl. (6.2)
- Spalte 15: μ = Prozentsatz der Biegezugbewehrung, bezogen auf die statische Nutzhöhe h .
Erläuterung (vergl. auch Abschn. 6.5.7):
- Bei Decken $\mu = \mu_G$, d.h. Mittelwert über die Gurtstreifenbreite ($\approx 40\%$ der Stützweite in Querrichtung)
 - Bei Deckenauschnitten $\mu = \mu_G$, d.h. Mittelwert über die gesamte Plattenbreite (\approx Gurtstreifenbreite)
 - Bei Fundamenten $\mu = \mu_K$, d.h. Mittelwert über die Breite der der Grundfläche des Durchstanzkegels ($= c + 2h$)
- Spalte 16: μ' = Prozentsatz der Biegedruckbewehrung
- Spalte 17: β_C = Zylinderdruckfestigkeit des Betons, ggf. aus der Würfeldruckfestigkeiten ermittelt mit
- $$\beta_C = 0,80 \cdot \beta_{W150}$$
- bzw.
- $$\beta_C = 0,85 \cdot \beta_{W200}$$
- Spalte 18: β_S = Streckgrenze des Bewehrungsstahls
- Spalte 19: F_t = im Versuch gemessene Bruchlast
- Spalte 20: Bemerkungen:
- Bei rechteckigen Platten ist als Plattenlänge in Spalte 9 die Länge der größeren Rechteckseite ℓ_x angegeben; das Seitenverhältnis ℓ_x/ℓ_y ist der Spalte 20 zu entnehmen. Weiteres über rechteckige Platten s. Abschn. 6.5.9.
 - Bei ungleichmäßiger Verteilung der Bewehrung über die Plattenfläche (Konzentration im engsten Stützenbereich) ist als Bewehrungsgrad μ in Spalte 15 entweder μ_K oder μ_G (s. Erläuterung zu Spalte 15) angegeben. Der jeweils nicht in Spalte 15 angegebene μ -Wert ist der Spalte 20 zu entnehmen. Weiteres hierzu s. Abschn. 6.5.7.

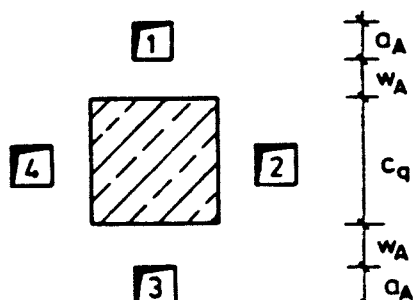
- A1.4 -

Erläuterungen zu Tabelle A1.2 (ausmittige Stützenlasten):

- Spalte 1: Lfd. Nr. = laufende Versuchsnr. in Tab.A1.2
- Spalte 2: Name = Verfasser des Versuchsberichtes
- Spalte 3: Lit. = Nr. im Literaturverzeichnis
- Spalte 4: V. Nr. = Versuchsnummer in der Grunddatentabelle A1
- Spalte 5: Bez. = Bezeichnung des Versuches
- Spalte 6: e = Ausmitte der Stützenlast (vergl. Bild 10.1 und zug. Begleittext)
- Spalte 7: e/c_k = bezogene Ausmitte (c_k = Durchmesser des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes. Nicht kreisförmige Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Ersatzquerschnitte umgerechnet.)

Erläuterungen zu Tabelle A1.3 (Aussparungen Typ "M"):

- Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle A1.2)
- Spalte 6: Die Zahlen 1 bis 4 geben an, welche der vier im nachfolgenden Bild dargestellten Aussparungen angeordnet waren.
- Spalte 7 + 8: a_A , c_q , w_A : s. Bild A1.3
- Spalte 9 + 10: ψ_A , ψ_{A1} , ψ_O : s. Abschn. 11.1, Bild 11.1 und Begleittext.

Bild zu Tab. A1.3

Erläuterungen zu Tabelle A1.4 (Aus sparungen Typ "E"):

Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle A1.2)

Spalte 6: Die Zahlen 1 bis 4 geben an, welche der vier im nachfolgenden Bild A1.4 dargestellten Aus sparungen angeordnet waren.

Spalte 7 : α_A , c_q : s. Bild A1.4

Spalte 9 + 10: ψ_A , ψ_{A1} , ψ_o : s. Abschn. 11.1, Bild 11.1 und Begleittext.

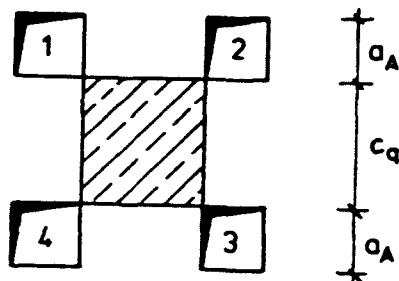


Bild zu Tab. A1.4

Erläuterungen zu den Tabellen A1.5 und A1.6 (Schubbewehrung)

Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tabelle A1.2).

Spalte 6: A_S = Querschnitt der anrechenbaren Schubbewehrung (Querschnitt aller Bewehrungsstäbe, die eine angenommene unter 30° geneigte Bruchkegeloberfläche scheiden)

Spalte 7: β_S = Streckgrenze der Schubbewehrung

Spalte 8: γ_S = Neigungswinkel der Schubbewehrung gegenüber der Plattennittelfläche

Spalte 9: F_{Su} = Vertikalkomponente der Fließkraft der Schubbewehrung
 $= A_S \cdot \beta_S \cdot \gamma_S$

- A1.5a -

Erläuterungen zu Tab. A1.7 + A1.8 (Rand- und Eckstützen):

- Spalte 1 - 5: (wie Erläuterungen zu Tab. A1.1)
- Spalte 6: Zuordnung zu folgenden Fällen:
 R → Randstütze
 C → Eckstütze
 RE, CE → Wie vor, jedoch mit ausmittiger Stützenlast
- Spalte 7 - 8: (wie Erläuterungen zu Tab. A1.1)
- Spalte 9: l = Plattenlänge
 = (bei Decken) Achsabstand der Stützen
 = (bei Deckenausschnitten) Abstand der Randlasten bzw. Randstützungen vom Stützenzentrum
 (Bei rechteckigen Ausschnitten ist die Länge l_x senkrecht zum freien Rand angegeben. Zum Seitenverhältnis siehe Spalte 20. Vergleiche auch Bild 13.1 in Abschn. 13.)
- Spalte 10 - 14: (wie Erläuterungen zu Tab. A1.1)
- Spalte 15: μ = Prozentsatz der Biegezugbewehrung, bezogen auf die statische Nutzhöhe h .
 (Näheres zur Ermittlung von μ s. Abschn. 13, Text zu Bild 13.2)
- Spalte 16 - 19: (wie Erläuterungen zu Tab. A1.1)
- Spalte 20: l_x/l_y = Seitenverh. bei rechteckiger Platte
- Spalte 21: e = Ausmitte der Stützenlast (vergl. Bild 10.1 und zug. Begleittext)
- Spalte 22: e/c_k = bezogene Ausmitte (c_k = Durchmesser des kreisförmig angenommenen Stützenquerschnittes. Nicht kreisförmige Querschnitte sind in flächengleiche kreisförmige Ersatzquerschnitte umgerechnet.)

in R-FDAT - Al.6 - (noch nicht geprüft)
4.2.55

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht		Versuch		Platte		Stuetze		Schl.		Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.					
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	μ''	μ'''	μ''''	μ'''''	Bemerkungen
Graf	/41/1915	1	795	G !A qa	2.000	0.120	0.102	k	0.600	6.83	0.375	0.000	19.4	400	0.1863				
Boat	/41/1915	2	815	G !A qa	2.000	0.120	0.102	k	0.600	6.83	0.375	0.000	19.4	400	0.1912				
/15/	/41/1915	3	832	G !A qa	2.000	0.120	0.102	k	0.600	6.83	0.375	0.000	19.4	400	0.1765				
	/41/1915	4	799	G !A qa	2.000	0.080	0.062	k	0.600	11.20	0.615	0.000	19.4	400	0.1226				
	/41/1915	5	803	G !A qa	2.000	0.080	0.062	k	0.600	11.20	0.615	0.000	19.4	400	0.1196				
	/41/1915	6	807	G !A qa	2.000	0.080	0.062	k	0.600	11.20	0.615	0.000	19.4	400	0.1177				
	/41/1915	7	845	G !A qa	2.000	0.120	0.102	q	0.120	9.10	0.390	0.000	19.4	400	0.1079				
	/41/1915	8	844	G !A qa	2.000	0.080	0.062	q	0.120	14.92	0.660	0.000	19.4	400	0.0588				
Graf	/42/1938	9	1362	G !A qa	1.500	0.302	0.271	q	0.300	2.14	1.040	0.000	13.9	270	1.1572				
/12/	/42/1938	10	1355	S !A qa	1.500	0.302	0.273	q	0.200	2.33	0.700	0.000	15.2	278	1.2063				
	/42/1938	11	1356	S !A qa	1.500	0.303	0.274	q	0.200	2.33	0.700	0.000	15.2	278	1.2847				
	/42/1938	12	1361	S !A qa	1.500	0.303	0.272	q	0.300	2.14	1.045	0.000	14.4	270	1.7260				
	/42/1938	13	1375	G !A qa	1.500	0.504	0.473	q	0.300	1.23	0.600	0.000	15.5	270	1.6476				
	/42/1938	14	1376	S !A qa	1.500	0.503	0.474	q	0.200	1.34	0.405	0.000	16.3	278	2.2556				
	/42/1938	15	1377	S !A qa	1.500	0.505	0.474	q	0.200	1.34	0.405	0.000	15.2	278	2.2066				
	/42/1938	16	1363	S !A qa	1.500	0.502	0.469	q	0.300	1.24	0.600	0.000	16.4	270	3.0206				
For/Ho	/28/1946	17	4	G !A qs	1.150	0.126	0.110	k	0.140	3.55	0.643	0.000	13.0	343	0.1765				
	/28/1946	18	15	G !A qs	1.150	0.126	0.110	k	0.140	3.55	0.643	0.000	16.9	343	0.1765				
/53/	/28/1946	19	16	G !A qs	1.150	0.124	0.108	k	0.140	3.61	0.654	0.000	16.9	343	0.1922				
	/28/1946	20	18	G !A qs	1.150	0.128	0.112	k	0.140	3.48	0.631	0.000	16.9	343	0.1883				
	/28/1946	21	20	G !A qs	1.150	0.126	0.110	k	0.200	3.27	0.643	0.000	22.4	343	0.2550				
Keefe	/63/1954	22	P-I	G !A k	0.940	0.127	0.113	k	0.153	3.48	2.500	0.000	27.0	288	0.3158				
	/63/1954	23	P-II	G !A k	0.940	0.127	0.113	k	0.153	3.48	2.500	0.000	26.1	288	0.3707				
/107/	/63/1954	24	S-I	S !A k	0.940	0.127	0.113	k	0.153	3.48	2.500	0.000	26.3	288	0.4923				
	/63/1954	25	S-II	S !A k	0.940	0.127	0.113	k	0.153	3.48	2.500	0.000	25.0	288	0.4923				
El/Hog	/27/1956	26	A-1A	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.254	6.54	1.161	0.560	14.1	332	0.3025				
	/27/1956	27	A-1B	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.254	6.54	1.161	0.560	25.2	332	0.3647				
/52/	/27/1956	28	A-1C	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.254	6.54	1.161	0.560	29.0	332	0.3558				
	/27/1956	29	A-1D	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.254	6.54	1.161	0.560	36.8	332	0.3514				
	/27/1956	30	A-1E	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.254	6.54	1.161	0.560	20.3	332	0.3558				
	/27/1956	31	A-2A	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	2.498	1.150	13.6	321	0.3336				
	/27/1956	32	A-2B	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	2.498	1.150	19.5	321	0.4003				
	/27/1956	33	A-2C	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	2.498	1.150	37.4	321	0.4670				
	/27/1956	34	A-7B	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	2.498	1.150	27.9	321	0.5115				
	/27/1956	35	A-3A	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.740	1.150	12.8	321	0.3558				
	/27/1956	36	A-3B	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.740	1.150	22.6	321	0.4448				
	/27/1956	37	A-3C	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.740	1.150	26.5	321	0.5338				
	/27/1956	38	A-3D	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.740	1.150	34.5	321	0.5471				
	/27/1956	39	A-4	G !A qa	1.829	0.152	0.118	q	0.356	6.05	1.180	0.560	26.1	332	0.4003				
	/27/1956	40	A-5	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.356	6.23	2.498	1.150	27.8	321	0.5338				
	/27/1956	41	A-6	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.356	6.23	3.740	1.150	25.0	321	0.4982				
	/27/1956	42	A-9	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	1.640	1.150	29.9	321	0.4448				
	/27/1956	43	A-10	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.356	6.23	1.480	1.150	29.7	321	0.4893				
	/27/1956	44	A-11	E !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.356	6.23	2.498	1.150	25.9	321	0.5293				
	/27/1956	45	A-12	E !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.356	6.23	2.498	2.470	28.4	321	0.5293				
	/27/1956	46	A-13	G !A qa	1.829	0.152	0.120	q	0.356	5.92	0.554	0.280	26.2	294	0.2357				
	/27/1956	47	B-1	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	0.476	0.000	14.2	324	0.1784				
	/27/1956	48	B-2	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	0.476	0.000	47.6	321	0.2002				
	/27/1956	49	B-4	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	1.007	0.000	47.7	303	0.3336				
	/27/1956	50	B-9	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	2.004	0.000	43.9	341	0.5048				
	/27/1956	51	B-11	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.024	0.000	13.5	409	0.3292				
	/27/1956	52	B-14	G !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.74	3.024	0.000	50.5	325	0.5782				
	/27/1956	53	B-3	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	0.999	0.000	13.3	299	0.2869				
	/27/1956	54	B-5	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	2.000	0.000	14.3	420	0.3781				
	/27/1956	55	B-6	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	2.000	0.000	16.9	380	0.4684				
	/27/1956	56	B-10	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	2.000	0.000	46.4	335	0.5338				
	/27/1956	57	B-12	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	3.000	0.000	45.8	332	0.7873				
	/27/1956	58	B-13	S !A qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	3.000	0.000</							

μ_K = 6,32Z
μ_K = 6,32Z

Tabelle Al.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite Al.2)

Blatt 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch																		
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.			Bemerkungen
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm²	/MN/			
(Base)	/12/1959/	70	I	G	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	1.625	0.000	28.0	300	0.1156		
	/12/1959/	71	K	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	1.625	0.000	30.2	300	0.1094		
/28/	/12/1959/	72	L	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	0.722	0.000	26.4	300	0.0818		
	/12/1959/	73	M	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	0.722	0.000	29.8	300	0.0907		
	/12/1959/	74	N	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	0.722	0.000	31.0	300	0.0939		
	/12/1959/	75	O	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	0.722	0.000	29.8	300	0.0845		
	/12/1959/	76	P	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	1.625	0.000	30.3	300	0.1156		
	/12/1959/	77	Q	S	A	qa	0.559	0.076	0.057	q	0.102	3.89	1.625	0.000	31.3	300	0.1254		
Rosen	/104/1259/	78	III-1	G	A	k	1.072	0.102	0.079	k	0.229	5.34	1.340	0.000	10.6	372	0.1352		
	/104/1259/	79	III-2	E	A	k	1.072	0.102	0.079	k	0.229	5.34	1.340	0.000	13.1	490	0.1810		
/178/	/104/1259/	80	III-3	E	A	k	1.072	0.102	0.079	k	0.229	5.34	1.340	0.000	22.7	528	0.1957		
Ki/Nyl	/65/1260/	81	IA15A-5	G	A	k	1.710	0.149	0.117	k	0.150	6.67	0.800	0.000	26.3	441	0.2550		
	/65/1260/	82	IA15A-6	G	A	k	1.710	0.151	0.118	k	0.150	6.61	0.790	0.000	25.7	454	0.2746		
/110/	/65/1960/	83	IA15B-9	G	A	k	1.710	0.150	0.117	k	0.150	6.67	1.300	0.000	25.5	446	0.2746		$\frac{H}{K} = 1,59\%$
	/65/1960/	84	IA15B-10	G	A	k	1.710	0.150	0.117	k	0.150	6.67	1.300	0.000	25.5	448	0.2746		$\frac{H}{K} = 1,59\%$
	/65/1960/	85	IA15C-11	G	A	k	1.710	0.153	0.121	k	0.150	6.45	1.150	0.000	31.5	436	0.3334		$\frac{H}{K} = 1,53\%$
	/65/1960/	86	IA15C-12	G	A	k	1.710	0.154	0.122	k	0.150	6.39	1.140	0.000	30.4	439	0.3315		$\frac{H}{K} = 1,54\%$
	/65/1960/	87	IC15A-18	G	A	k	1.710	0.150	0.125	k	0.150	6.24	0.395	0.000	26.6	443	0.2030		
	/65/1960/	88	IC15A-19	G	A	k	1.710	0.149	0.126	k	0.150	6.19	0.390	0.000	27.9	443	0.1981		
	/65/1960/	89	IC15B-20	G	A	k	1.710	0.152	0.127	k	0.150	6.14	0.810	0.000	26.7	441	0.2668		
	/65/1960/	90	IC15B-21	G	A	k	1.710	0.150	0.124	k	0.150	6.29	0.830	0.000	26.5	441	0.2844		
	/65/1960/	91	IA30A-24	G	A	k	1.710	0.158	0.128	k	0.300	5.51	1.010	0.000	25.9	455	0.4295		
	/65/1960/	92	IA30A-25	G	A	k	1.710	0.154	0.124	k	0.300	5.69	1.040	0.000	24.6	451	0.4080		
	/65/1960/	93	IA30B-26	G	A	k	1.710	0.154	0.128	k	0.300	5.51	1.600	0.000	25.9	435	0.4040		$\frac{H}{K} = 2,03\%$
	/65/1960/	94	IA30B-28	G	A	k	1.710	0.151	0.119	k	0.300	5.92	1.720	0.000	25.4	436	0.3678		$\frac{H}{K} = 2,18\%$
	/65/1960/	95	IA30C-29	G	A	k	1.710	0.151	0.119	k	0.300	5.92	1.720	0.000	25.4	444	0.4168		$\frac{H}{K} = 2,18\%$
	/65/1960/	96	IA30C-30	G	A	k	1.710	0.151	0.120	k	0.300	5.87	1.600	0.000	29.5	435	0.4903		$\frac{H}{K} = 2,16\%$
	/65/1960/	97	IA30C-31	G	A	k	1.710	0.151	0.119	k	0.300	5.92	1.610	0.000	29.5	448	0.5394		$\frac{H}{K} = 2,18\%$
	/65/1960/	98	IA30D-32	G	A	k	1.710	0.155	0.123	k	0.300	5.73	0.490	0.000	25.8	448	0.2579		
	/65/1960/	99	IA30D-33	G	A	k	1.710	0.156	0.125	k	0.300	5.64	0.480	0.000	26.1	462	0.2579		
	/65/1960/	100	IA30E-34	G	A	k	1.710	0.150	0.120	k	0.300	5.87	0.830	0.000	26.9	461	0.3315		$\frac{H}{K} = 1,00\%$
	/65/1960/	101	IA30E-35	G	A	k	1.710	0.153	0.122	k	0.300	5.78	0.810	0.000	24.5	459	0.3315		$\frac{H}{K} = 0,98\%$
	/65/1960/	102	IC30A-40	G	A	k	1.710	0.153	0.128	k	0.300	5.51	0.595	0.000	24.1	434	0.2991		
	/65/1960/	103	IC30A-41	G	A	k	1.710	0.150	0.125	k	0.300	5.64	0.605	0.000	25.9	434	0.3001		
	/65/1960/	104	IC30B-43	G	A	k	1.710	0.153	0.130	k	0.300	5.42	1.240	0.000	26.9	452	0.4286		
Moe	/87/1961/	105	S1-60	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	23.3	399	0.3892		
/147/	/87/1961/	106	S2-60	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	22.1	399	0.3558		$\frac{H}{K} = 1,53\%$
	/87/1961/	107	S3-60	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	22.6	399	0.3638		$\frac{H}{K} = 2,30\%$
	/87/1961/	108	S4-60	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	23.9	399	0.3336		$\frac{H}{K} = 3,45\%$
	/87/1961/	109	S1-70	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	24.5	483	0.3923		
	/87/1961/	110	S3-70	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	25.4	483	0.3781		$\frac{H}{K} = 2,30\%$
	/87/1961/	111	S4-70	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	35.2	483	0.3736		$\frac{H}{K} = 3,45\%$
	/87/1961/	112	S4A-70	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.060	0.000	20.5	483	0.3114		$\frac{H}{K} = 3,45\%$
	/87/1961/	113	S5-60	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.203	7.02	1.060	0.000	22.2	399	0.3425		
	/87/1961/	114	S5-70	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.203	7.02	1.060	0.000	23.0	483	0.3781		
	/87/1961/	115	R2	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.152	7.27	1.150	0.000	26.5	328	0.3114		
	/87/1961/	116	M1A	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	20.8	481	0.4328		
	/87/1961/	117	M2A	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	15.5	481	0.2126		
	/87/1961/	118	M4A	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	17.6	481	0.1437		
	/87/1961/	119	M2	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	25.7	481	0.2922		
	/87/1961/	120	M3	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	22.8	481	0.2073		
	/87/1961/	121	M4	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	24.7	481	0.1317		
	/87/1961/	122	M5	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.305	6.51	1.500	0.000	27.0	481	0.1010		
	/87/1961/	123	M6	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.340	0.000	26.5	328	0.2393		
	/87/1961/	124	M7	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.340	0.000	25.0	328	0.3114		
	/87/1961/	125	M8	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.340	0.574	24.6	328	0.1495		
	/87/1961/	126	M9	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.340	0.000	23.2	328	0.2669		
	/87/1961/	127	M10	E	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.340	0.574	21.1	328	0.1779		
	/87/1961/	128	H1	G	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	26.1	328	0.3714		
	/87/1961/	129	H2	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	25.0	328	0.3292		
	/87/1961/	130	H3	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	23.6	328	0.3247		
	/87/1961/	131	H4	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	25.7	328	0.2896		
	/87/1961/	132	H5	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	25.0	328	0.2495		
	/87/1961/	133	H6	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	28.4	328	0.2455		
	/87/1961/	134	H7	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	25.2	328	0.3118		
	/87/1961/	135	H8	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	28.1	328	0.3118		
	/87/1961/	136	H9	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	24.1	328	0.3127		
	/87/1961/	137	H10	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	25.0	328	0.3340		
	/87/1961/	138	H11	A	A	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	26.1	328	0.3385		
	/87/1961/	139	H12	A	A	qa	1.829	0.152											

Tabelle Al.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite Al.2) Blatt 3

<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00056273>

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht		Versuch		Platte		Stuetze		Schl.		Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.					
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	SC	SS	Ft	Bemerkungen	
Crisw	/16/1970	275	S2075-1	G	A	qa	2.032	0.165	0.122	q	0.254	7.15	0.789	0.000	32.4	331	0.2900		
	/16/1970	276	S2075-2	G	A	qa	2.032	0.165	0.122	q	0.254	7.15	0.780	0.000	29.0	331	0.2727		
/39/	/16/1970	277	S2150-1	G	A	qa	2.032	0.165	0.124	q	0.254	7.04	1.537	0.000	29.6	331	0.4644		
	/16/1970	278	S2150-2	G	A	qa	2.032	0.165	0.122	q	0.254	7.15	1.560	0.000	30.1	331	0.4404		
	/16/1970	279	S4075-1	G	A	qa	2.286	0.165	0.127	q	0.508	6.74	0.750	0.000	26.6	331	0.3425		
	/16/1970	280	S4075-2	G	A	qa	2.286	0.165	0.124	q	0.508	6.91	0.768	0.000	32.2	331	0.3296		
	/16/1970	281	S4150-1	G	A	qa	2.286	0.165	0.124	q	0.508	6.91	1.518	0.000	35.4	331	0.5791		
	/16/1970	282	S4150-2	G	A	qa	2.286	0.165	0.124	q	0.508	6.91	1.518	0.000	35.4	336	0.5805		
Schdt	/107/1970	283	1	G	A	k	2.650	0.280	0.240	k	0.500	4.48	1.320	0.000	27.9	544	1.6613		
/182/																			
Narasi	/90/1971	284	L1	E	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	26.6	398	0.3990		
	/90/1971	285	L2	S	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	33.4	398	0.8670		
/151/	/90/1971	286	L3	SE	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	27.7	398	0.4990		
	/90/1971	287	L4	SE	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	37.8	398	0.5680		
	/90/1971	288	L5	SE	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	28.0	398	0.4990		
	/90/1971	289	L6	SE	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	35.1	356	0.5980		
	/90/1971	290	L7	G	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	33.0	398	0.6870		
	/90/1971	291	L9	G	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	30.4	398	0.5880		
	/90/1971	292	L10	SE	A	qa	2.000	0.178	0.143	q	0.305	5.79	1.110	1.110	34.6	398	0.6380		
Rol/Za	/103/1971	293	A000002	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	29.5	359	0.0654		
/177/	/103/1971	294	A000003	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.3	359	0.0632		
	/103/1971	295	A000004	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.3	359	0.0609		
	/103/1971	296	A000005	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.4	359	0.0636		
	/103/1971	297	A121001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.0	359	0.0645		
	/103/1971	298	A121002	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	22.8	359	0.0569		
	/103/1971	299	A122001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.0	359	0.0596		
	/103/1971	300	A122002	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	22.8	359	0.0538		
	/103/1971	301	A122001A	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	23.6	359	0.0414		
	/103/1971	302	A122002A	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	21.9	359	0.0534		
	/103/1971	303	A123001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	23.5	359	0.0449		
	/103/1971	304	A123002	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	25.6	359	0.0516		
	/103/1971	305	A124001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	23.5	359	0.0400		
	/103/1971	306	A124002	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	25.6	359	0.0458		
	/103/1971	307	A1211091	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	23.7	359	0.0614		
	/103/1971	308	A1212181	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.7	359	0.0600		
	/103/1971	309	A1213271	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	28.5	359	0.0698		
	/103/1971	310	A1214361	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	28.5	359	0.0694		
	/103/1971	311	A1215451	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	26.3	359	0.0649		
	/103/1971	312	A1216541	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.5	359	0.0636		
	/103/1971	313	B000001	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	26.4	368	0.0881		
	/103/1971	314	B000002	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	24.9	462	0.0872		
	/103/1971	315	B121001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	26.4	368	0.0703		
	/103/1971	316	B121002	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	24.6	374	0.0792		
	/103/1971	317	B122001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.0	436	0.0756		
	/103/1971	318	B122001A	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.4	358	0.0743		
	/103/1971	319	B123001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	24.6	373	0.0725		
	/103/1971	320	B124001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.4	372	0.0672		
	/103/1971	321	B221001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	29.1	458	0.0894		
	/103/1971	322	B222001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.8	457	0.0801		
	/103/1971	323	B222001A	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	29.1	463	0.0850		
	/103/1971	324	B223001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.8	454	0.0783		
	/103/1971	325	B224001	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	28.4	448	0.0703		
	/103/1971	326	B241901	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	25.0	463	0.0707		
	/103/1971	327	B242901	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	27.5	463	0.0658		
	/103/1971	328	B242902	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	24.9	467	0.0658		
	/103/1971	329	B242901A	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	27.5	443	0.0729		
	/103/1971	330	B243901	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	20.9	436	0.0560		
	/103/1971	331	B244901	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	20.9	361	0.0569		
	/103/1971	332	B244902	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	2.530	0.000	28.4	442	0.0600		
	/103/1971	333	CH0	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	25.5	374	0.0672		
	/103/1971	334	CH1	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	25.5	387	0.0605		
	/103/1971	335	CH2	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	23.8	359	0.0449		
	/103/1971	336	CH3	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.3	379	0.0445		
	/103/1971	337	CH4	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	26.1	359	0.0409		
	/103/1971	338	CH5	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	24.3	392	0.0423		
	/103/1971	339	CH6	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.150	0.000	25.3	388	0.0400		
	/103/1971	340	DH0	G	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.530	0.000	24.3	440	0.0814		
	/103/1971	341	DH1	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.530	0.000	24.9	455	0.0876		
	/103/1971	342	DH3	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.530	0.000	24.3	442	0.0645		
	/103/1971	343	DH5	A	A	qa	0.737	0.061	0.046	q	0.102	6.76	1.530	0.000	24.9	454	0.0534		
	/103/1971	344	DH6	A	A														

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
! Name	! Bericht	! Lit.	! Jahr	! V.Nr.	! Versuch	! Art	! S.F.	! l	! d	! h	! Q.	! c	! λ	! μ	! μ'	! B _C	! B _S	! Bruchl.	! Bemerkungen
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Tankut/	! 128/1971!	!	!	!	! 345	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /138/	! 118/1971!	!	!	!	! 346	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Sta/Ch/	! 112/1972!	!	!	!	! 347	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /150/	! 112/1972!	!	!	!	! 348	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 349	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 350	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 351	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 352	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 353	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 354	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 355	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 356	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 357	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 358	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 359	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 360	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 361	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 362	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 363	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 364	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 365	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 112/1972!	!	!	!	! 366	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Vander/	! 121/1972!	!	!	!	! 367	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /205/	! 121/1972!	!	!	!	! 368	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 369	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 370	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 371	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 372	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 373	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 374	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 375	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 376	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 377	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 378	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 379	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 380	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 121/1972!	!	!	!	! 381	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Ladner/	! 69/1973!	!	!	!	! 382	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /119/	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Pet/St	! 92/1973!	!	!	!	! 383	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /161/	! 92/1973!	!	!	!	! 384	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 385	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 386	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 387	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 388	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 389	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 390	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 391	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 392	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 393	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 394	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 395	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 396	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 397	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 398	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 399	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 92/1973!	!	!	!	! 400	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! Dra/Be	! 26/1974!	!	!	!	! 401	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
! /150/	! 26/1974!	!	!	!	! 402	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 403	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 404	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 405	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 406	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 407	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 408	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 409	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 410	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 411	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 412	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	! 26/1974!	!	!	!	! 413	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!

μ_K = 2,34%

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht		Versuch			Platte			Stuetze		Schl.		Bewehrung		Baustoffe		Bruchl.			
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	β _C	β _S	F _t	Bemerkungen	
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm ²	/MN/			
(Dra)	/26/1974!	1414	IV-17	G	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.300	0.000!	23.6	425!	0.0260!		
1501	/26/1974!	1415	IV-18	G	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	1.700	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/1974!	1416	IV-19	G	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	2.100	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/1974!	1417	IV-20	G	A	k	0.425	0.036	0.030!	q	0.060!	5.95!	2.500	0.000!	23.6	425!	0.0300!		
	/26/1974!	1418	V-1	G	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0375!		
	/26/1974!	1419	V-2	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0175!		
	/26/1974!	1420	V-3	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0160!		
	/26/1974!	1421	V-4	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	26.9	450!	0.0136!		
	/26/1974!	1422	V-7	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0295!		
	/26/1974!	1423	V-8	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0192!		
	/26/1974!	1424	V-9	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.800	1.800!	29.6	450!	0.0196!		
	/26/1974!	1425	V-10	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0252!		
	/26/1974!	1426	V-11	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0198!		
	/26/1974!	1427	V-12	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.200	1.200!	29.6	450!	0.0165!		
	/26/1974!	1428	V-13	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0300!		
	/26/1974!	1429	V-14	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0192!		
	/26/1974!	1430	V-15	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	1.500	1.500!	29.6	450!	0.0182!		
	/26/1974!	1431	V-16	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.900	0.900!	29.9	450!	0.0134!		
	/26/1974!	1432	V-17	G	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	29.9	450!	0.0216!		
	/26/1974!	1433	V-18	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	29.9	450!	0.0173!		
	/26/1974!	1434	V-19	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.600	0.600!	32.0	450!	0.0160!		
	/26/1974!	1435	V-20	G	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.0	450!	0.0129!		
	/26/1974!	1436	V-21	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.0	450!	0.0124!		
	/26/1974!	1437	V-22	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.6	450!	0.0100!		
	/26/1974!	1438	V-23	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.1	450!	0.0093!		
	/26/1974!	1439	V-24	E	A	k	0.425	0.035	0.029!	q	0.060!	6.16!	0.300	0.300!	32.6	450!	0.0083!		
Gha/Sa	/38/1974!	1440	B5NP	E	A	qs	1.803	0.152	0.115!	q	0.305!	4.75!	1.390	1.390!	28.3	345!	0.1000!		
1671	/38/1974!	1441	C10NP	G	A	qs	1.803	0.152	0.120!	q	0.305!	4.56!	1.460	1.460!	32.6	345!	0.4172!		
Long/M	/77/1974!	1442	M-1	G	A	qa	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.770	0.000!	27.7	397!	0.0308!		
1431	/77/1974!	1443	M-2	E	A	qa	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.730	0.000!	31.9	390!	0.0141!		
	/77/1974!	1444	M-3	E	A	qa	0.457	0.038	0.030!	q	0.076!	6.19!	1.750	0.000!	27.6	393!	0.0081!		
	/77/1974!	1445	M-4	E	A	qa	0.457	0.038	0.033!	q	0.076!	5.62!	1.160	0.000!	28.6	332!	0.0185!		
	/77/1974!	1446	M-5	E	A	qa	0.457	0.038	0.028!	q	0.076!	6.63!	1.390	0.000!	25.3	338!	0.0181!		
	/77/1974!	1447	M-6	E	A	qa	0.457	0.038	0.033!	q	0.076!	5.62!	1.000	0.000!	24.4	338!	0.0112!		
Stahl	/110/1975!	1448	II	G	A	k	2.500	0.260	0.234!	q	0.300!	4.62!	0.860	0.137!	23.5	530!	1.2455!		
1481																			
Gha/El	/37/1976!	1449	SM 0.5	E	A	qa	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	0.500	0.167!	36.8	476!	0.1290!		
1661	/37/1976!	1450	SM 1.0	E	A	qa	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	1.000	0.333!	33.4	476!	0.1290!		
	/37/1976!	1451	SM 1.5	E	A	qa	1.829	0.152	0.122!	q	0.305!	6.09!	1.500	0.500!	39.9	476!	0.1290!		
La/Sch	/70/1977!	1452	NR6	G	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.100!	5.97!	1.800	0.000!	26.0	550!	0.1830!		
1421	/70/1977!	1453	NR7	G	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.240!	5.10!	1.800	0.000!	35.6	550!	0.2810!		
	/70/1977!	1454	NR10	G	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.200!	5.35!	1.800	0.000!	28.4	550!	0.2880!		
	/70/1977!	1455	NR11	G	A	k	1.056	0.110	0.080!	k	0.320!	4.60!	1.800	0.000!	32.3	550!	0.3240!		
	/70/1977!	1456	IS6	E	D	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.100!	6.27!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.2120!		
	/70/1977!	1457	IS7	E	D	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.240!	5.40!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.3420!		
	/70/1977!	1458	IS10	E	D	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.200!	5.65!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.3280!		
	/70/1977!	1459	IS11	E	D	q	2.400	0.110	0.080!	k	0.320!	4.90!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.4540!		
Marti	/85/1977!	1460	P2	G	A	k	2.600	0.180	0.143!	k	0.300!	8.04!	1.480	0.460!	35.4	558!	0.6276!		
1441	/85/1977!	1461	P3	S	A	k	2.600	0.180	0.152!	k	0.300!	7.57!	1.400	0.430!	34.0	558!	0.8238!		
Sundq	/116/1977!	1462	A(S)	S	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.665	0.210!	24.0	457!	0.3700!		
1451	/116/1977!	1463	B(S)	G	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.665	0.210!	22.5	459!	0.2700!		
	/116/1977!	1464	C(S)	S	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.040!	4.91!	0.555	0.210!	24.5	455!	0.3650!		
	/116/1977!	1465	D(S)	S	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.140!	4.62!	0.555	0.210!	26.8	454!	0.5800!		
	/116/1977!	1466	E(S)	S	A	k	1.710	0.200	0.170!	k	0.250!	4.29!	0.555	0.210!	20.6	457!	0.5600!		
Mu/Sch	/88/1978!	1467	NR0	G	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	28.2	412!	0.2746!		
1431	/88/1978!	1468	NR1	P	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	21.4	412!	0.3133!		
	/88/1978!	1469	NR2	P	A	k	1.680	0.143	0.113!	k	0.210!	6.50!	0.830	0.000!	22.8	412!	0.3727!		
	/88/1978!	1470	NR3	G	A	k	1.680	0.200	0.170!										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Bericht	Versuch																		
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.													Bemerkungen
(Mu)	/89/	1980	478	NR3	E	A k	1.680	0.143	0.113	k	0.210	6.50	0.830	0.000	25.2	420	0.2800		
/1501	/89/	1980	479	NR4	E	A k	1.680	0.143	0.113	k	0.210	6.50	0.830	0.000	25.5	420	0.2900		
	/89/	1980	480	NR5	E	A k	1.680	0.143	0.113	k	0.210	6.50	0.830	0.000	24.7	420	0.2600		
	/89/	1980	481	NR6	E	A k	1.680	0.143	0.113	k	0.210	6.50	0.830	0.000	23.1	420	0.2900		
Sei/Gh	/108/	1980	482	SC8	S	A qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5916		
/1851	/108/	1980	483	SC9	S	A qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5960		
	/108/	1980	484	SC10	S	A qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5382		
Swamy	/117/	1982	485	S-1	G	A qa	1.690	0.125	0.100	q	0.150	7.60	0.524	0.167	40.1	462	0.1980		
/1971	/117/	1982	486	S-7	G	A qa	1.690	0.125	0.100	q	0.150	7.60	0.524	0.280	37.4	462	0.2220	$\mu_K = 0,700Z$	
	/117/	1982	487	S-14	S	A qa	1.690	0.125	0.100	q	0.150	7.60	0.524	0.280	39.7	462	0.3340		
	/117/	1982	488	S-17	S	A qa	1.690	0.125	0.100	q	0.150	7.60	0.524	0.280	37.3	462	0.3570		
	/117/	1982	489	S-19	G	A qa	1.690	0.125	0.100	q	0.150	7.60	0.262	0.167	37.6	462	0.1310	$\mu_K = 0,350Z$	
Talbot	/118/	1913	490	1435	G	F q	1.524	0.279	0.254	q	0.305	1.95	0.610	0.000	6.9	297	0.9252		
/1961	/118/	1913	491	1436	G	F q	1.524	0.279	0.254	q	0.305	1.95	0.670	0.000	6.3	317	0.7828		
	/118/	1913	492	1447	G	F q	1.524	0.279	0.254	q	0.305	1.95	0.310	0.000	8.2	284	0.9252		
	/118/	1913	493	1448	G	F q	1.524	0.279	0.254	q	0.305	1.95	0.310	0.000	8.8	284	0.7828		
	/118/	1913	494	1531	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.590	0.000	17.6	234	1.2454		
	/118/	1913	495	1532	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.590	0.000	14.5	234	1.1209		
	/118/	1913	496	1551	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.420	0.000	12.6	369	1.0008		
	/118/	1913	497	1552	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.420	0.000	15.8	323	1.0497		
	/118/	1913	498	1553	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.620	0.000	15.6	369	1.4545		
	/118/	1913	499	1554	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.620	0.000	12.3	323	1.2810		
	/118/	1913	500	1808	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.500	0.000	8.9	284	0.8807		
	/118/	1913	501	1809	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.500	0.000	14.6	284	1.0497		
	/118/	1913	502	1810	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.610	0.000	8.6	284	0.9741		
	/118/	1913	503	1811	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.610	0.000	12.1	284	1.1609		
	/118/	1913	504	1818	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.390	0.000	11.2	303	0.8807		
	/118/	1913	505	1819	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.390	0.000	15.3	303	1.1609		
	/118/	1913	506	1820	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.420	0.000	8.4	355	0.7962		
	/118/	1913	507	1821	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.420	0.000	9.2	355	0.7072		
	/118/	1913	508	1839	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.410	0.000	15.4	248	0.8540		
	/118/	1913	509	1840	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.410	0.000	17.9	248	0.8940		
	/118/	1913	510	1842	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.410	0.000	16.8	248	0.9029		
	/118/	1913	511	1843	G	F q	1.524	0.305	0.254	q	0.305	1.95	0.410	0.000	19.7	360	1.0097		
Rich	/101/	1948	512	101 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.200	0.000	23.1	530	1.6902		
/1741	/101/	1948	513	101 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.200	0.000	21.6	530	1.6458		
	/101/	1948	514	102 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.200	0.000	21.8	420	1.4234		
	/101/	1948	515	102 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.200	0.000	24.5	572	1.5123		
	/101/	1948	516	103 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.210	0.000	21.9	425	1.5123		
	/101/	1948	517	103 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.210	0.000	22.3	425	1.6146		
	/101/	1948	518	104 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.260	0.000	22.6	510	1.7792		
	/101/	1948	519	104 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.260	0.000	22.1	510	1.6013		
	/101/	1948	520	105 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	23.6	461	2.3308		
	/101/	1948	521	105 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	16.5	461	1.7970		
	/101/	1948	522	106 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	25.9	417	2.3352		
	/101/	1948	523	106 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	25.0	481	2.1084		
	/101/	1948	524	107 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	25.0	385	2.1084		
	/101/	1948	525	107 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.390	0.000	23.5	445	1.8904		
	/101/	1948	526	108 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.370	0.000	28.7	363	2.1128		
	/101/	1948	527	108 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.370	0.000	22.6	363	2.0016		
	/101/	1948	528	109 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	20.5	530	2.3930		
	/101/	1948	529	109 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	21.2	530	2.0461		
	/101/	1948	530	110 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	22.1	420	2.2240		
	/101/	1948	531	110 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	18.6	572	2.3130		
	/101/	1948	532	111 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.630	0.000	20.8	425	2.1350		
	/101/	1948	533	111 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.630	0.000	23.4	425	2.5487		
	/101/	1948	534	112 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.750	0.000	23.9	510	2.1350		
	/101/	1948	535	112 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.750	0.000	19.4	510	2.3130		
	/101/	1948	536	109 RA	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	28.1	456	2.5576		
	/101/	1948	537	109 RB	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	28.8	456	2.4464		
	/101/	1948	538	110 RA	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	21.8	515	2.2596		
	/101/	1948	539	110 RB	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.560	0.000	24.1	515	2.6377		
	/101/	1948	540	201 A	G	F q	2.134	0.305	0.254	q	0.305	2.78	1.000	0.000	18.3	450	1.3255		
	/101/	1948	541	201 B	G	F q	2.134	0.305	0.254	q	0.305	2.78	1.000	0.000	18.4	450	1.5123		
	/101/	1948	542	202 A	G	F q	2.134	0.356	0.305	q	0.305	2.36	0.690	0.000	16.4	450	1.8637		
	/101/	1948	543	202 B	G	F q	2.134	0.356	0.305	q	0.305	2.36	0.690	0.000	15.0	450	1.7792		
	/101/	1948	544	203 A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.510	0.000	18.1	450	1.3682		
	/101/	1948	545	203 B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.305	2.07	0.510	0.000	13.9	450	1.6902		
	/101/	1948	546	204 A	G	F q	2.134	0.356	0.305	q	0.305	2.36	1.030	0.000	17.8	450	1.7792		

Tabelle A1.1: Grunddaten (Erläuterungen s. Seite A1.2) Blatt 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Name	Bericht	Lit.	Jahr	Versuch	Art	S.F.	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.	Bemerkungen						
				Bez.			d	h	Q.	c	λ	μ	μ	β _C	β _S	F _t			
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/m/	μ	μ	N/mm ²	/MN/		
(Rich)	/101/1948	1620	326	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	21.2	477	2.2774		
/174/	/101/1948	1621	326	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	26.3	477	2.3085		
	/101/1948	1622	327	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	27.2	306	1.8370		
	/101/1948	1623	327	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	25.8	306	1.5680		
	/101/1948	1624	328	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	21.2	459	1.9972		
	/101/1948	1625	328	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	24.9	459	2.0016		
	/101/1948	1626	329	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.410	0.000	25.1	343	2.1751		
	/101/1948	1627	329	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.410	0.000	25.2	343	2.2151		
	/101/1948	1628	330	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.400	0.000	24.1	412	1.8904		
	/101/1948	1629	330	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.400	0.000	25.0	412	1.8904		
	/101/1948	1630	331	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.410	0.000	25.5	407	2.0016		
	/101/1948	1631	331	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.410	0.000	19.2	407	1.6458		
	/101/1948	1632	403	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.390	0.000	23.7	415	1.9571		
	/101/1948	1633	403	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.390	0.000	13.5	415	1.6013		
	/101/1948	1634	404	A	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	22.8	363	2.0461		
	/101/1948	1635	404	B	G	F q	2.134	0.406	0.356	q	0.356	2.02	0.370	0.000	23.2	363	1.6013		
	/101/1948	1636	501	A	G	F r	2.743	0.305	0.254	q	0.356	2.84	0.955	0.000	25.4	478	1.7525	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1637	501	B	G	F r	2.743	0.305	0.254	q	0.356	2.84	0.955	0.000	25.6	478	1.6902	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1638	502	A	G	F r	2.743	0.457	0.406	q	0.356	1.90	0.370	0.000	24.3	475	2.4642	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1639	502	B	G	F r	2.743	0.457	0.406	q	0.356	1.90	0.370	0.000	22.6	475	2.5709	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1640	503	A	G	F r	2.743	0.457	0.406	q	0.356	1.90	0.370	0.000	24.4	475	2.6065	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1641	503	B	G	F r	2.743	0.457	0.406	q	0.356	1.90	0.370	0.000	24.0	475	2.4464	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1642	504	A	G	F r	3.048	0.305	0.254	q	0.356	2.73	0.555	0.000	24.8	521	1.4456	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1643	504	B	G	F r	3.048	0.305	0.254	q	0.356	2.73	0.555	0.000	25.8	521	1.5568	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1644	505	A	G	F r	3.048	0.457	0.406	q	0.356	1.83	0.405	0.000	25.4	478	2.4375	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1645	505	B	G	F r	3.048	0.457	0.406	q	0.356	1.83	0.405	0.000	25.7	478	2.3352	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1646	506	A	G	F r	3.048	0.457	0.406	q	0.356	1.83	0.405	0.000	23.1	478	2.2240	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1647	506	B	G	F r	3.048	0.457	0.406	q	0.356	1.83	0.405	0.000	26.3	478	2.2240	$\epsilon_x/\epsilon_y = 2,00$	
	/101/1948	1648	701	A	G	F q	2.134	0.254	0.203	q	0.533	2.96	0.980	0.000	26.6	420	1.9304	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,50$	
	/101/1948	1649	701	B	G	F q	2.134	0.254	0.203	q	0.533	2.96	0.980	0.000	24.4	420	1.9927		
	/101/1948	1650	702	A	G	F q	2.134	0.356	0.305	q	0.533	2.09	0.430	0.000	14.6	572	1.9794		
	/101/1948	1651	702	B	G	F q	2.134	0.356	0.305	q	0.533	2.09	0.430	0.000	19.9	420	2.3130		
Carmi	/14/1971	1652	SD4-0	G	F q	1.168	0.102	0.076	q	0.203	4.65	0.840	0.000	35.2	304	0.1637			
/136/	/14/1971	1653	SD4-0.5	G	F q	1.168	0.102	0.076	q	0.203	4.65	0.840	0.420	39.4	304	0.1886			
	/14/1971	1654	SD4-1	G	F q	1.168	0.102	0.076	q	0.203	4.65	0.840	0.840	38.0	304	0.2042			
	/14/1971	1655	SF3-0	G	F q	1.168	0.102	0.079	q	0.203	4.48	0.280	0.000	30.8	554	0.1245			
	/14/1971	1656	SF3-8	G	F q	1.168	0.102	0.079	q	0.203	4.48	0.280	0.110	31.4	554	0.1366			
	/14/1971	1657	SF3-6	G	F q	1.168	0.102	0.079	q	0.203	4.48	0.280	0.160	36.0	554	0.1588			
	/14/1971	1658	SF3-3	G	F q	1.168	0.102	0.079	q	0.203	4.48	0.280	0.280	28.2	554	0.1285			
	/14/1971	1659	SF6-0	G	F q	1.168	0.102	0.081	q	0.203	4.38	0.160	0.000	36.1	635	0.0890			
	/14/1971	1660	SF6-8	G	F q	1.168	0.102	0.081	q	0.203	4.38	0.160	0.110	34.5	635	0.0947			
	/14/1971	1661	SF6-6	G	F q	1.168	0.102	0.081	q	0.203	4.38	0.160	0.160	33.8	635	0.0934			
Diet	/19/1973	1662	S-1L	S	F q	1.500	0.325	0.292	q	0.300	1.72	1.139	0.000	25.7	469	2.3566			
/145/	/20/1978	1663	B-1	G	F q	1.500	0.320	0.296	q	0.300	1.71	0.208	0.000	23.5	444	1.0337			
/144/	/20/1978	1664	B-2	G	F q	1.500	0.320	0.294	q	0.300	1.72	0.434	0.000	23.6	433	1.4926			
	/20/1978	1665	B-3	G	F q	1.500	0.320	0.293	q	0.300	1.72	0.642	0.000	28.1	407	2.0251			
	/20/1978	1666	B-4	G	F q	1.500	0.320	0.292	q	0.300	1.72	0.866	0.000	24.1	387	1.8653			
	/20/1978	1667	V-2	G	F q	1.500	0.320	0.294	q	0.300	1.72	0.501	0.000	25.9	477	1.7653	$\mu_G = 0,4000\%$		
	/20/1978	1668	B-4/2	G	F q	1.500	0.320	0.290	q	0.300	1.73	0.784	0.000	25.3	449	2.0497			
	/20/1978	1669	B-4/3	G	F q	1.500	0.320	0.294	q	0.300	1.72	0.805	0.000	24.3	455	2.0281			
	/20/1978	1670	B-4/4	G	F q	1.500	0.320	0.292	q	0.300	1.72	0.830	0.000	24.8	387	1.8525			
Diet/R	/22/1981	1671	C-1	G	F q	1.500	0.320	0.290	q	0.150	1.92	0.275	0.000	28.1	564	0.8590	$\mu_G = 0,207\%$		
/146/	/22/1981	1672	C-3	G	F q	1.500	0.320	0.290	q	0.450	1.56	0.430	0.000	28.7	572	2.3670	$\mu_G = 0,381\%$		
	/22/1981	1673	H-2	G	F q	1.500	0.409	0.375	q	0.300	1.43	0.333	0.000	29.4	572	2.2340	$\mu_G = 0,295\%$		
	/22/1981	1674	H-3	G	F q	1.500	0.486	0.450	q	0.300	1.27	0.390	0.000	26.2	510	3.1160	$\mu_G = 0,361\%$		
	/22/1981	1675	S-1S	S	F q	1.500	0.340	0.290	q	0.300	1.73	0.862	0.000	28.0	512	3.5320			
	/22/1981	1676	S-1R	G	F q	1.500	0.340	0.290	q	0.300	1.73	0.862	0.000	30.6	512	2.3680			
	/22/1981	1677	S-2L	S	F q	1.500	0.340	0.290	q	0.300	1.73	0.953	0.000	28.3	506	2.6690			
	/22/1981	1678	HS-1	S	F q	1.500	0.450	0.405	q	0.300	1.36	0.502	0.000	19.4	506	2.5240			
Diet	/23/1981	1679	F-300	G	F q	3.000	0.800	0.760	q	0.450	1.48	0.248	0.000	21.7	444	5.3380	$\mu_G = 0,210\%$		
/147/	/67/1981	1680	Z1	G	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	23.0	439	1.6000	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
Ko/Nöl	/67/1981	1681	Z2	G	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	24.7	449	1.3800	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
/117/	/67/1981	1682	Z3	G	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.200	2.01	0.656	0.000	27.1	449	1.1400	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1683	E8	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	27.9	441	1.5050	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1684	E2	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	20.9	438	1.2000	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1685	E1	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	22.5	425	1.0000	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1686	E3	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	27.5	438	0.8500	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1687	E4	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	28.0	441	1.3500	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1688	E7	E	F r	1.800	0.340	0.293	q	0.300	1.88	0.656	0.000	27.9	441	1.1450	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1689	E5	E	F r	1.800	0.240	0.193	q	0.200	2.88	0.995	0.000	26.9	441	0.6400	$\epsilon_x/\epsilon_y = 1,20$		
	/67/1981	1690	E6	E	F r	1.800	0.390	0.343	q	0.300	1.66	0.561	0.000	27.9	441				

1	2	3	4	5	6	7
!lfd!	Bericht		Versuch		Exzentr.	
!Nr.!	Name	Lit.!	V.Nr.	Bez.	e	e/c _k
!	!	!	!	!	/m/	/-/
1	El/Hog	/27/	44	A-11	0.178	0.443
2	/52/	/27/	45	A-12	0.178	0.443
3	Rosen	/104/	79	III-2	0.051	0.223
4	/176/	/104/	80	III-3	0.102	0.445
5	Moe	/87/	117	M2A	0.185	0.538
6	/147/	/87/	118	M4A	0.434	1.261
7		/87/	119	M2	0.196	0.569
8		/87/	120	M3	0.338	0.982
9		/87/	121	M4	0.437	1.270
10		/87/	122	M5	0.615	1.787
11		/87/	123	M6	0.168	0.586
12		/87/	124	M7	0.061	0.213
13		/87/	125	M8	0.437	1.525
14		/87/	126	M9	0.127	0.443
15		/87/	127	M10	0.307	1.071
16	Anis	/10/	264	B.1	13.475	15.170
17	/23/	/10/	267	B.3	0.094	0.410
18		/10/	268	B.4	0.188	0.821
19		/10/	269	B.5	0.312	1.362
20		/10/	270	B.6	0.465	2.030
21		/10/	271	B.7	0.940	4.104
22		/10/	272	A.1	15.282	20.795
23		/10/	273	A.2	13.114	12.260
24		/10/	274	A.3	13.453	13.594
25	Narasi	/90/	284	L1	0.305	0.886
26	/151/					
27	Tankut	/118/	345	E1	0.071	0.310
28	/158/	/118/	346	E2	0.107	0.467
29	Sta/Ch	/112/	351	C/I/1	0.086	0.600
30	/150/	/112/	352	C/I/2	0.168	1.172
31		/112/	353	C/I/3	0.404	2.819
32		/112/	354	C/I/4	0.798	5.568
33		/112/	365	M/I/1	1.830	12.770
34		/112/	366	M/I/2	1.760	12.281
35	Dra/Be	/26/	419	V-2	0.090	1.329
36	/50/	/26/	420	V-3	0.090	1.329
37		/26/	421	V-4	0.090	1.329
38		/26/	422	V-7	0.022	0.325
39		/26/	423	V-8	0.045	0.665
40		/26/	424	V-9	0.067	0.990

1	2	3	4	5	6	7
!lfd!	Bericht		Versuch		Exzentr.	
!Nr.!	Name	Lit.!	V.Nr.	Bez.	e	e/c _k
!	!	!	!	!	/m/	/-/
40	(Dra/B)	/26/	425	V-10	0.022	0.325
41	/50/	/26/	426	V-11	0.045	0.665
42		/26/	427	V-12	0.090	1.329
43		/26/	428	V-13	0.022	0.325
44		/26/	429	V-14	0.045	0.665
45		/26/	430	V-15	0.090	1.329
46		/26/	431	V-16	0.090	1.329
47		/26/	433	V-18	0.022	0.325
48		/26/	434	V-19	0.045	0.665
49		/26/	436	V-21	0.022	0.325
50		/26/	437	V-22	0.045	0.665
51		/26/	438	V-23	0.067	0.990
52		/26/	439	V-24	0.090	1.329
53	Gha/Sa	/38/	440	B5NP	1.960	5.695
54	/67/					
55	Long/M	/77/	443	M-2	0.104	1.213
56	/133/	/77/	444	M-3	0.185	2.157
57		/77/	445	M-4	0.074	0.863
58		/77/	446	M-5	0.036	0.420
59		/77/	447	M-6	0.147	1.714
60	Gha/E1	/37/	449	SM 0.5	0.777	2.258
61	/66/	/37/	450	SM 1.0	0.988	2.871
62		/37/	451	SM 1.5	1.031	2.996
63	La/Sch	/70/	456	IS6	0.009	0.090
64	/122/	/70/	457	IS7	0.044	0.183
65		/70/	458	IS10	0.020	0.100
66		/70/	459	IS11	0.004	0.012
67	Mu/Sch	/89/	476	NR1	0.006	0.029
68	/150/	/89/	477	NR2	0.019	0.090
69		/89/	478	NR3	0.043	0.205
70		/89/	479	NR4	0.039	0.186
71		/89/	480	NR5	0.057	0.271
72		/89/	481	NR6	0.063	0.300
73	Ko/No1	/67/	683	E8	0.050	0.148
74	/117/	/67/	684	E2	0.100	0.295
75		/67/	685	E1	0.200	0.591
76		/67/	686	E3	0.300	0.886
77		/67/	687	E4	0.200	0.591
78		/67/	688	E7	0.180	0.532
79		/67/	689	E5	0.150	0.665
80		/67/	690	E6	0.150	0.443

Tabelle A1.2: Zusatzdaten der Versuche mit ausmittiger Stützenbeanspruchung (zu Abschnitt 10.1).
Erläuterungen siehe Seite A1.4.

- A1.17 -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10							
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!							
!lfd!	Autor	!	Versuch	!	Aussparungen					!						
!Nr.!	Name	Lit.!	V.Nr.	Bez.	!	Vorh.	Typ	!	a _A /c _q	!	w _A /c _q	!	1-ψ _A /ψ ₀	!	1-ψ _{A1} /ψ ₀	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!	/-/	!	/-/	!	/-/	!	/-/	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	1	!	Moe	/87/!	128	H1	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	2	!	/147/	/87/!	129	H2	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	3	!	!	/87/!	130	H3	!	1 3	0.50	!	0	!	0.705	!	0.705	!
!	4	!	!	/87/!	131	H4	!	1 2	0.50	!	0	!	0.705	!	0.558	!
!	5	!	!	/87/!	132	H5	!	1 2 3	0.50	!	0	!	0.558	!	0.484	!
!	6	!	!	/87/!	133	H6	!	1 2 3 4	0.50	!	0	!	0.410	!	0.410	!
!	7	!	!	/87/!	134	H7	!	1	0.50	!	0	!	0.893	!	0.839	!
!	8	!	!	/87/!	135	H8	!	1 2	0.50	!	0	!	0.785	!	0.785	!
!	9	!	!	/87/!	136	H9	!	1	0.50	!	0.200	!	0.891	!	0.782	!
!	10	!	!	/87/!	137	H10	!	1	0.50	!	0.400	!	0.914	!	0.871	!
!	11	!	!	/87/!	138	H11	!	1	0.50	!	0.800	!	0.940	!	0.910	!
!	12	!	!	/87/!	141	H14	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	13	!	!	/87/!	142	H15	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!	!
!	14	!	Rol/Za/	/103/!	293	A000002	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	15	!	/177/	/103/!	294	A000003	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	16	!	!	/103/!	295	A000004	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	17	!	!	/103/!	296	A000005	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	18	!	!	/103/!	313	B000001	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	19	!	!	/103/!	314	B000002	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	20	!	!	/103/!	333	CH0	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	21	!	!	/103/!	334	DH0	!	ohne Aussp!	-	!	0	!	1.000	!	1.000	!
!	22	!	!	/103/!	297	A121001	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	23	!	!	/103/!	298	A121002	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	24	!	!	/103/!	299	A122001	!	1 3	0.50	!	0	!	0.705	!	0.705	!
!	25	!	!	/103/!	300	A122002	!	1 3	0.50	!	0	!	0.705	!	0.705	!
!	26	!	!	/103/!	301	A122001A	!	1 2	0.50	!	0	!	0.705	!	0.558	!
!	27	!	!	/103/!	302	A122002A	!	1 2	0.50	!	0	!	0.705	!	0.558	!
!	28	!	!	/103/!	303	A123001	!	1 2 3	0.50	!	0	!	0.558	!	0.484	!
!	29	!	!	/103/!	304	A123002	!	1 2 3	0.50	!	0	!	0.558	!	0.484	!
!	30	!	!	/103/!	305	A124001	!	1 2 3 4	0.50	!	0	!	0.410	!	0.410	!
!	31	!	!	/103/!	306	A124002	!	1 2 3 4	0.50	!	0	!	0.410	!	0.410	!
!	32	!	!	/103/!	307	A1211091	!	1	0.50	!	0.225	!	0.894	!	0.841	!
!	33	!	!	/103/!	308	A1212181	!	1	0.50	!	0.450	!	0.918	!	0.877	!
!	34	!	!	/103/!	309	A1213271	!	1	0.50	!	0.675	!	0.933	!	0.900	!
!	35	!	!	/103/!	310	A1214361	!	1	0.50	!	0.900	!	0.944	!	0.916	!
!	36	!	!	/103/!	311	A1215451	!	1	0.50	!	1.125	!	0.951	!	0.927	!
!	37	!	!	/103/!	312	A1216541	!	1	0.50	!	1.350	!	0.957	!	0.936	!
!	38	!	!	/103/!	315	B121001	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	39	!	!	/103/!	316	B121002	!	1	0.50	!	0	!	0.853	!	0.779	!
!	40	!	!	/103/!	317	B122001	!	1 3	0.50	!	0	!	0.705	!	0.705	!
!	41	!	!	/103/!	318	B122001A	!	1 2	0.50	!	0	!	0.705	!	0.558	!
!	42	!	!	/103/!	319	B123001	!	1 2 3	0.50	!	0	!	0.558	!	0.484	!
!	43	!	!	/103/!	320	B124001	!	1 2 3 4	0.50	!	0	!	0.410	!	0.410	!

Tabelle A1.3: Zusatzdaten der Versuche mit Aussparungen des Types "M" (zu Abschnitt 11.1).
Zugehörige Vergleichsversuche ohne Aussparungen sind mit aufgeführt.
Erläuterungen siehe Seite A1.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
! lfd !	Autor		Versuch					
Nr.	Name	Lit.	V.Nr.	Bez.	Vorh. Typ	a/c	1-ψ	1-ψ
						A _q	A ₀	A ₁
						/-/	/-/	/-/
1	Moe	/87/	128	H1	ohne Aussp	0.00	1.000	1.000
2	/147/	/87/	139	H12	1 2 3 4	0.50	0.590	0.590
3		/87/	140	H13	1 2 3 4	1.00	0.400	0.400
4	Rol/Za	/103/	293	A000002	ohne Aussp	-	1.000	1.000
5	/177/	/103/	294	A000003	ohne Aussp	-	1.000	1.000
6		/103/	295	A000004	ohne Aussp	-	1.000	1.000
7		/103/	296	A000005	ohne Aussp	-	1.000	1.000
8		/103/	313	B000001	ohne Aussp	-	1.000	1.000
9		/103/	314	B000002	ohne Aussp	-	1.000	1.000
10		/103/	333	CH0	ohne Aussp	-	1.000	1.000
11		/103/	340	DH0	ohne Aussp	-	1.000	1.000
12		/103/	321	B221001	1	0.50	0.898	0.847
13		/103/	322	B222001	1 3	0.50	0.795	0.795
14		/103/	323	B222001A	1 2	0.50	0.795	0.693
15		/103/	324	B223001	1 2 3	0.50	0.693	0.641
16		/103/	325	B224001	1 2 3 4	0.50	0.590	0.590
17		/103/	326	B241901	1	1.00	0.850	0.775
18		/103/	327	B242901	1 3	1.00	0.700	0.700
19		/103/	328	B242902	1 3	1.00	0.700	0.700
20		/103/	329	B242901A	1 2	1.00	0.700	0.550
21		/103/	330	B243901	1 2 3	1.00	0.550	0.475
22		/103/	331	B244901	1 2 3 4	1.00	0.400	0.400
23		/103/	332	B244902	1 2 3 4	1.00	0.400	0.400
24		/103/	334	CH1	1 2 3 4	0.25	0.750	0.750
25		/103/	335	CH2	1 2 3 4	0.50	0.590	0.590
26		/103/	336	CH3	1 2 3 4	0.75	0.485	0.485
27		/103/	337	CH4	1 2 3 4	1.00	0.400	0.400
28		/103/	338	CH5	1 2 3 4	1.25	0.354	0.354
29		/103/	339	CH6	1 2 3 4	1.50	0.312	0.312
30		/103/	341	DH1	1 2 3 4	0.25	0.750	0.750
31		/103/	342	DH3	1 2 3 4	0.75	0.485	0.485
32		/103/	343	DH5	1 2 3 4	1.25	0.354	0.354
33		/103/	344	DH6	1 2 3 4	1.50	0.312	0.312

Tabelle A1.4: Zusatzdaten der Versuche mit Aussparungen des Types "E" (zu Abschnitt 11.1).
 Zugehörige Vergleichsversuche ohne Aussparungen sind mit aufgeführt.
 Erläuterungen siehe Seite A1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
! lfd !	Autor	Versuch			Schubbewehrung			
! Nr. !	Name	Lit. !	V.Nr	Bez. !	A _S	B _S	Y _S	F _{SU} !
!	!	!	!	!	! /cm ² /	! /N/mm ² /	! /0/	! /MN/ !
1	El/Hog	/27/	45	B-12	22.7	323	90	733
2	Base	/12/	74	N	2.5	300	90	75
3	/28	/12/	75	O	2.9	300	90	87
4		/12/	76	P	2.9	300	90	87
5		/12/	77	Q	2.9	300	90	87
6	Anders	/8/	148	A-S2-66	9.1	294	90	268
7	/15/	/8/	149	A-S2-67	9.1	294	90	268
8		/8/	160	A-S2-82	12.9	294	90	380
8		/9/	161	A-S2-83	12.9	294	90	380
10	Franz	/30/	167	NR4	6.0	300	90	180
11	/55/	/30/	168	NR5	12.1	300	90	363
12		/30/	169	NR6	18.1	300	90	543
13		/30/	170	NR7	14.4	285	90	410
14	Franz	/31/	172	NR8	12.1	305	90	369
15	/56/	/31/	173	NR9	10.0	305	90	305
16		/31/	174	NR10	10.0	305	90	305
17		/31/	175	NR11	8.0	305	90	244
18		/31/	176	NR12	8.0	305	90	244
19		/31/	177	NR13	6.0	305	90	183
20		/31/	178	NR14	12.1	305	90	369
21	Wantur	/122/	1257	NR2	6.0	297	90	178
22	/207/	/122/	1258	NR3	8.0	297	90	238
23		/122/	1260	NR5	8.0	297	90	238
24		/122/	1261	NR6	10.0	297	90	297
25		/122/	1262	NR7	6.3	280	90	176
26		/122/	1263	NR8	6.3	280	90	176
27	Sta/Ch	/112/	1355	V/I3/1	5.4	248	90	134
28	Pet/St	/92/	1387	A-5	14.8	208	90	307
29	/161	/92/	1388	A-6	23.3	234	90	547
30	Marti	/85/	1461	P3	16.8	538	90	904
31	Sei/Gh	/108/	1482	SC8	18.4	490	90	902
32	/155/	/108/	1483	SC9	18.4	490	90	902
33		/108/	1484	SC10	20.0	490	90	1000
34	Diet	/19/	1662	S-1L	20.4	589	90	1201
35	Diet	/22/	1677	S-2L	35.6	560	90	1994
36	/46/	/22/	1678	HS-1	14.5	616	90	893

Tabelle A1.5: Zusatzdaten der Versuche mit Bügeln als Schubbewehrung
Erläuterungen siehe Seite A1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
lfd	Autor	Versuch	Schubbewehrung					
Nr.	Name	Lit.	V.Nr	Bez.	A _S	B _S	Y _S	F _{SU}
					/cm ²	/N/mm ²	/O	/MN/
1	Graf	/42/	10	1355	36.6	280	45	724
2	/72/	/42/	11	1356	36.6	280	45	724
3		/42/	12	1361	51.9	280	45	1028
4		/42/	14	1376	67.4	280	60	1634
5		/42/	15	1377	67.4	280	60	1634
6		/42/	16	1363	89.5	280	60	2170
7	Keefe	/63/	24	S-I	4.9	391	45	135
8	/107/	/63/	25	S-II	4.9	391	45	135
9	El/Hog	/27/	53	B-3	5.7	323	45	130
10		/27/	54	B-5	5.2	330	45	121
11	/52/	/27/	55	B-6	10.3	330	45	240
12		/27/	56	B-10	10.3	330	45	240
13		/27/	58	B-13	40.0	373	20	510
14		/27/	59	B-15	14.5	330	45	338
15		/27/	60	B-16	31.5	330	45	735
16		/27/	61	B-17	5.2	330	45	121
17	Base	/12/	71	K	2.1	300	45	45
18	/78/	/12/	72	L	1.4	300	45	30
19		/12/	73	M	2.8	300	45	59
20	Moe	/87/	143	S8-60	5.1	350	45	126
21	Anders	/8/	144	A-S1-62	13.6	440	30	300
22	/15/	/8/	145	A-S1-63	13.6	436	30	296
23		/8/	146	A-S1-64	22.6	436	30	493
24		/8/	147	A-S1-65	22.6	438	30	495
25		/8/	150	A-S3-68	6.8	294	45	141
26		/8/	151	A-S3-69	6.8	294	45	141
27		/8/	152	A-S4-70	8.0	532	45	300
28		/8/	153	A-S4-71	8.0	532	45	300
29		/8/	154	A-S1-76	13.6	457	30	310
30		/8/	155	A-S1-77	13.6	453	30	307
31		/8/	156	A-S1-78	27.1	461	30	625
32		/8/	157	A-S1-79	27.1	469	30	635
33		/8/	158	A-S1-80	18.1	437	30	395
34		/8/	159	A-S1-81	18.1	440	30	396
35		/8/	162	A-S3-84	9.1	294	45	190
36		/8/	163	A-S3-85	9.1	294	45	190

1	2	3	4	5	6	7	8	9
lfd	Autor	Versuch	Schubbewehrung					
Nr.	Name	Lit.	V.Nr	Bez.	A _S	B _S	Y _S	F _{SU}
					/cm ²	/N/mm ²	/O	/MN/
37	Franz	/30/	165	NR2	9.0	440	60	343
38	/55/	/30/	166	NR3	13.6	440	60	518
39	Yitzh	/167/	1239	I-1A	10.0	457	45	323
40	/214/	/167/	1240	I-1B	10.0	403	45	285
41		/167/	1241	I-2A	18.1	457	45	585
42		/167/	1242	I-2B	18.1	460	45	589
43		/167/	1243	I-4	18.1	490	45	627
44		/167/	1244	I-5	4.0	471	45	133
45		/167/	1245	I-6A	12.1	471	45	403
46		/167/	1246	I-6B	12.1	471	45	403
47		/167/	1247	I-7	8.0	471	45	266
48		/167/	1248	I-8	8.0	471	45	266
49		/167/	1249	I-9	12.1	471	45	403
50	Narasi	/90/	1285	L2	17.1	309	45	374
51	Sta/Ch	/112/	1356	V/I4/1	5.4	248	45	95
52	/130/	/112/	1357	V/I5/1	5.9	434	45	181
53	Pet/St	/92/	1389	A-7	12.6	420	45	374
54	/161/	/92/	1390	A-8	24.6	395	45	687
55		/92/	1396	B-6	12.3	404	45	351
56		/92/	1397	B-7	12.3	404	45	351
57		/92/	1398	B-8	23.1	354	45	578
58		/92/	1399	B-9	12.3	404	45	351
59		/92/	1400	B-10	23.1	354	45	578
60	Dra/Be	/26/	1408	II9	2.0	425	45	60
61	Sundq	/116/	1462	A(S)	16.1	455	45	518
62	/135/	/116/	1464	C(S)	18.1	455	30	412
63		/116/	1465	D(S)	18.1	455	30	412
64		/116/	1466	E(S)	18.1	455	30	412
65	Swamy	/117/	1487	S-14	12.6	568	60	620
66	/177/	/117/	1488	S-17	12.6	568	60	620
67	Diet/R	/22/	1675	S-1S	51.3	436	45	1581

Tabelle A1.6: Zusatzdaten der Versuche mit Schrägaufbiegun-
gen als Schubbewehrung
Erläuterungen siehe Seite A1.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
! Bericht	! Versuch	! Platte	! Stuetze	! Schl.	! Bewehrung	! Baustoffe	! Bruchl.	! Zusatz f.	! Randst.												
! Name	! Lit.	! Jahr	! V.Nr.	! Bez.	! Art	! S.F.	! l	! d	! h	! Q.	! c	! λ	! μ	! μ'	! β _C	! β _S	! F _t	! l _x /l _y	! e	! e/c _k	!
! -	!	!	!	!	!	!	! /m/	! /m/	! /m/	! -	! /m/	!	!	! %/	! %/	! /N/mm ²	! /MN/	! /-	! /-	! /-	!
! Anders	/12/	1966!	1	IA	RE!A	ra	0.575	0.145	0.120!	q	0.250!	2.82!	1.185	0.800!	22.1	427!	0.1500!	10.72	0.370	1.312	!
! /18/	/12/	1966!	2	IB	RE!A	ra	0.475	0.145	0.122!	q	0.250!	2.42!	1.215	0.800!	26.4	436!	0.1961!	10.59	0.295	1.046	!
!	/12/	1966!	3	IC	RE!A	ra	0.620	0.145	0.121!	r	0.300!	2.97!	1.320	0.800!	30.0	428!	0.1716!	10.78	0.410	1.483	!
! Tankut	/154/	1969!	4	B1	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0881!	11.00	0.292	1.275	!
!	/154/	1969!	5	B2	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.1205!	11.00	0.315	1.375	!
! /193/	/154/	1969!	6	D1	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0743!	11.00	0.170	0.742	!
!	/154/	1969!	7	D2	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0801!	11.00	0.333	1.454	!
!	/154/	1969!	8	F1	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0743!	11.00	0.170	0.742	!
!	/154/	1969!	9	F2	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0796!	11.00	0.343	1.497	!
!	/154/	1969!	10	H1	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0761!	11.00	0.358	1.563	!
!	/154/	1969!	11	H2	RE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.203!	7.72!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0747!	11.00	0.254	1.109	!
! Kinnun	/83/	1971!	12	1	RE!D	r	2.800	0.131	0.102!	q	0.200!	5.18!	1.600	0.800!	23.5	455!	0.1275!	11.55	0.381	1.688	!
!	/83/	1971!	13	2	RE!D	r	2.800	0.131	0.102!	q	0.200!	5.18!	1.100	0.550!	26.1	422!	0.1285!	11.55	0.347	1.538	!
! /105/	/83/	1971!	14	3	RE!D	r	2.800	0.131	0.102!	q	0.200!	5.18!	2.200	1.100!	22.9	422!	0.1657!	11.55	0.284	1.258	!
! Narasi	/114/	1971!	15	ES1	R !A	rs	1.003	0.178	0.143!	q	0.305!	2.76!	1.110	1.110!	27.1	398!	0.3090!	12.00	0.000	0.000	!
!	/114/	1971!	16	ES2	RE!A	rs	1.003	0.178	0.143!	q	0.305!	2.76!	1.110	1.110!	30.4	398!	0.3420!	12.00	0.229	0.665	!
! /151/	/114/	1971!	17	ES5	R !A	rs	1.003	0.178	0.143!	q	0.305!	2.76!	1.110	1.110!	32.1	398!	0.2640!	12.00-0.230	0.000	0.000	!
! Neth	/116/	1971!	18	8/1+2	R !D	r	0.724	0.025	0.019!	r	0.038!	7.37!	1.120	1.120!	26.4	388!	0.0069!	10.82	0.000	0.000	!
! /153/	/116/	1971!	19	6/1+2	R !D	r	0.965	0.033	0.026!	r	0.051!	7.05!	2.055	2.055!	29.1	385!	0.0115!	10.82	0.000	0.000	!
! Sta/Ch	/146/	1972!	20	V/E/1	R !A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	30.5	496!	0.0750!	11.85	0.000	0.000	!
!	/146/	1972!	21	MP/E/1	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	30.8	448!	0.0100!	11.85	1.210	8.443	!
! /150/	/146/	1972!	22	MV/E/1	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	25.8	496!	0.0100!	11.85	0.853	5.952	!
!	/146/	1972!	23	MV/E/2	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	28.1	496!	0.0100!	11.85	0.816	5.694	!
!	/146/	1972!	24	CP/E/1	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	29.6	448!	0.0458!	11.85	0.106	0.740	!
!	/146/	1972!	25	CP/E/2	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	30.2	448!	0.0349!	11.85	0.163	1.137	!
!	/146/	1972!	26	CP/E/3	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	29.7	414!	0.0235!	11.85	0.399	2.784	!
!	/146/	1972!	27	CP/E/4	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	31.0	448!	0.0129!	11.85	0.783	5.464	!
!	/146/	1972!	28	CV/E/1	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	32.7	448!	0.0732!	11.85	0.076	0.530	!
!	/146/	1972!	29	CV/E/2	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	27.5	495!	0.0547!	11.85	0.168	1.172	!
!	/146/	1972!	30	CV/E/3	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	28.9	495!	0.0249!	11.85	0.404	2.819	!
!	/146/	1972!	31	CV/E/4	RE!A	ra	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.80!	1.170	1.170!	29.2	495!	0.0109!	11.85	0.811	5.659	!
! Dra/Be	/37/	1974!	32	V-5	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0148!	11.00	0.090	1.329	!
! /150/																					!
! Haw/Co	/67/	1974!	33	CN1	RE!A	rs	0.914	0.152	0.121!	q	0.305!	2.85!	1.295	1.030!	22.7	445!	0.1112!	11.00	0.549	1.595	!
!	/67/	1974!	34	DN1	RE!A	rs	0.914	0.152	0.121!	r	0.305!	3.11!	1.295	1.030!	22.6	393!	0.1010!	11.00	0.549	1.955	!
! Beukel	/20/	1976!	35	EC1	R !A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	25.1	450!	0.0107!	11.00	0.000	0.000	!
!	/20/	1976!	36	EC2	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	25.6	450!	0.0117!	11.00	0.060	0.886	!
! /30/	/20/	1976!	37	EC3	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	25.6	450!	0.0077!	11.00	0.120	1.772	!
!	/20/	1976!	38	EC4	R !A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.200	1.200!	25.6	450!	0.0130!	11.00	0.000	0.000	!
!	/20/	1976!	39	EC5	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.200	1.200!	25.6	450!	0.0135!	11.00	0.060	0.886	!
!	/20/	1976!	40	EC6	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.200	1.200!	22.7	450!	0.0083!	11.00	0.120	1.772	!
!	/20/	1976!	41	EC7	R !A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.500	1.500!	22.7	450!	0.0151!	11.00	0.000	0.000	!
!	/20/	1976!	42	EC8	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.500	1.500!	22.7	450!	0.0142!	11.00	0.060	0.886	!
!	/20/	1976!	43	EC9	RE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.500	1.500!	26.1	450!	0.0089!	11.00	0.120	1.772	!
! La/Sch	/90/	1977!	44	RS2	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.044!	6.46!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.0610!	11.00	0.037	0.527	!
!	/90/	1977!	45	RS3	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.106!	5.84!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.1030!	11.00	0.109	0.644	!
! /122/	/90/	1977!	46	RS5	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.044!	6.46!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.0700!	11.00	0.038	0.541	!
!	/90/	1977!	47	RS8	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.106!	5.84!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.1270!	11.00	0.101	0.597	!
!	/90/	1977!	48	RS9	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.088!	6.02!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.1420!	11.00	0.081	0.577	!
!	/90/	1977!	49	RS12	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.142!	5.48!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.1710!	11.00	0.119	0.525	!
!	/90/	1977!	50	RS14	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.088!	6.02!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.0830!	11.00	0.110	0.783	!
!	/90/	1977!	51	RS15	RE!D	q	2.400	0.110	0.080!	r	0.142!	5.48!	1.800	1.800!	44.4	550!	0.1230!	11.00	0.170	0.750	!
! Net/Pa	/117/	1981!	52	8/1+2	RE!D	r	0.724	0.025	0.021!	r	0.038!	6.68!	1.000	1.000!	33.1	363!	0.0069!	10.79	0.010	0.190	!
!	/117/	1981!	53	6/1+2	RE!D	r	0.965	0.034	0.028!	r	0.051!	6.67!	1.000	1.000!	34.2	363!	0.0115!	10.83	0.013	0.185	!
! /154/	/117/	1981!	54	4/1+2	RE!D	r	1.448	0.051	0.042!	r	0.076!	6.68!	1.000	1.000!	33.0	352!	0.0232!	10.86	0.020	0.190	!
!	/117/	1981!	55	2/1	RE!D	r	2.896	0.102	0.084!	r	0.152!	6.68!	1.000	1.000!	38.1	404!	0.0961!	10.95	0.040	0.190	!

Tabelle A1.7: Vollständige Daten der Versuche an Randstützenbereichen von Flachdecken
Erläuterungen siehe Seite A1.6

- A1.22 -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
! Bericht	! Versuch	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !
! Name	! Lit.	! Jahr	! V.Nr.	! Bez.	! Art	! S.F.	! l	! d	! h	! Q.	! c	! λ	! μ	! μ'	! β _C	! β _S	! F _t	! l _x /l _y	! Zusatz	! für	! Eckst.
! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !
! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !	! !
! Tankut/154/1969!	1	A1	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0480!	1.00	0.457	1.328	!	!	!
! /154/1969!	2	A2	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0489!	1.00	0.709	2.060	!	!	!
! /154/1969!	3	C1	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0467!	1.00	0.384	1.116	!	!	!
! /154/1969!	4	C2	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0587!	1.00	0.599	1.740	!	!	!
! /154/1969!	5	G1	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0538!	1.00	0.777	2.258	!	!	!
! /154/1969!	6	G2	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0854!	1.00	0.729	2.118	!	!	!
! /154/1969!	7	K1	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.470	0.430!	34.2	400!	0.0543!	1.00	0.762	2.214	!	!	!
! /154/1969!	8	K2	CE!D	q	3.048	0.102	0.076!	q	0.305!	6.96!	1.960	0.430!	37.0	310!	0.0463!	1.00	0.648	1.883	!	!	!
! Zag/PA/169/1970!	9	I/1	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.140!	2.38!	1.470	1.470!	24.1	379!	0.1076!	1.00	0.127	0.804	!	!	!
! /169/1970!	10	I/2	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.140!	2.38!	1.470	1.470!	24.1	379!	0.1072!	1.00	0.119	0.753	!	!	!
! /169/1970!	11	I/3	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.140!	2.38!	1.470	1.470!	24.1	379!	0.1063!	1.00	0.119	0.753	!	!	!
! /169/1970!	12	I/4	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.140!	2.38!	1.470	1.470!	24.1	379!	0.1050!	1.00	0.104	0.658	!	!	!
! /169/1970!	13	II/1	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	30.2	379!	0.1085!	1.00	0.224	1.203	!	!	!
! /169/1970!	14	II/2	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	30.2	379!	0.1041!	1.00	0.229	1.230	!	!	!
! /169/1970!	15	II/3	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	30.2	379!	0.1090!	1.00	0.226	1.214	!	!	!
! /169/1970!	16	II/4	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	30.2	379!	0.1076!	1.00	0.221	1.187	!	!	!
! /169/1970!	17	III/1	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	20.8	379!	0.1014!	1.00	0.224	1.203	!	!	!
! /169/1970!	18	III/2	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	20.8	379!	0.1005!	1.00	0.226	1.214	!	!	!
! /169/1970!	19	III/3	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	20.8	379!	0.1014!	1.00	0.224	1.203	!	!	!
! /169/1970!	20	III/4	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	20.8	379!	0.0992!	1.00	0.231	1.241	!	!	!
! /169/1970!	21	IV/1	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	35.8	379!	0.1223!	1.00	0.221	1.187	!	!	!
! /169/1970!	22	IV/2	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	35.8	379!	0.1245!	1.00	0.218	1.171	!	!	!
! /169/1970!	23	IV/3	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	35.8	379!	0.1210!	1.00	0.224	1.203	!	!	!
! /169/1970!	24	IV/4	CE!D	q	1.524	0.140	0.114!	q	0.165!	2.26!	1.470	1.470!	35.8	379!	0.1179!	1.00	0.229	1.230	!	!	!
! Narasi/114/1971!	25	CS	C !A	qs	1.003	0.178	0.143!	q	0.305!	1.60!	1.110	1.110!	34.1	398!	0.1590!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! /114/1971!	26	V/C/1	C !A	qa	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.52!	1.170	1.170!	34.3	450!	0.0270!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! Sta/Ch/146/1972!	27	M/C/1	CE!A	qa	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.52!	1.170	1.170!	30.1	450!	0.0100!	1.00	0.455	3.175	!	!	!
! /146/1972!	28	C/C/1	CE!A	qa	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.52!	1.170	1.170!	32.4	450!	0.0249!	1.00	0.251	1.751	!	!	!
! /146/1972!	29	C/C/2	CE!A	qa	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.52!	1.170	1.170!	30.1	450!	0.0159!	1.00	0.401	2.798	!	!	!
! /146/1972!	30	C/C/3	CE!A	qa	0.761	0.076	0.056!	q	0.127!	5.52!	1.170	1.170!	27.5	450!	0.0080!	1.00	0.776	5.415	!	!	!
! Zag/Pa/168/1973!	31	Z-I(1)	CE!A	rs	0.927	0.152	0.120!	q	0.178!	2.39!	1.230	1.230!	32.7	379!	0.0743!	1.00	0.369	1.837	!	!	!
! /168/1973!	32	Z-II(1)	CE!A	rs	0.884	0.152	0.120!	q	0.267!	1.90!	1.230	1.230!	33.0	389!	0.1379!	1.00	0.399	1.324	!	!	!
! /168/1973!	33	Z-II(2)	CE!A	rs	0.884	0.152	0.120!	q	0.267!	1.90!	1.650	1.650!	33.4	405!	0.1770!	1.00	0.427	1.417	!	!	!
! /168/1973!	34	Z-II(3)	CE!A	rs	0.884	0.152	0.116!	q	0.267!	1.96!	2.230	2.230!	27.7	451!	0.1779!	1.00	0.460	1.527	!	!	!
! /168/1973!	35	Z-II(5)	C !A	rs	0.884	0.152	0.120!	q	0.267!	1.90!	1.230	1.230!	34.8	381!	0.1486!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! /168/1973!	36	Z-II(5)D	C !A	rs	0.884	0.152	0.120!	q	0.267!	1.90!	1.230	1.230!	34.3	381!	0.1379!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! /168/1973!	37	Z-II(6)	CE!A	rs	0.884	0.152	0.120!	q	0.267!	1.90!	1.230	1.230!	33.6	381!	0.0823!	1.00	0.668	2.217	!	!	!
! /168/1973!	38	Z-III(1)	CE!A	rs	0.838	0.152	0.120!	q	0.356!	1.40!	1.230	1.230!	33.6	379!	0.1797!	1.00	0.415	1.033	!	!	!
! Dra/Be /37/1974!	39	V-6	CE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.800	1.800!	26.9	450!	0.0088!	1.00	0.090	1.329	!	!	!
! /37/1974!	40	1	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	q	0.180!	3.77!	1.890	1.100!	25.8	450!	0.1080!	1.00	0.295	1.452	!	!	!
! Ingvar /75/1974!	41	2	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	q	0.180!	3.77!	0.960	0.610!	33.3	450!	0.0760!	1.00	0.295	1.452	!	!	!
! /75/1974!	42	4	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	q	0.180!	3.77!	0.960	1.100!	32.0	450!	0.1010!	1.00	0.267	1.315	!	!	!
! /75/1974!	43	5	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	q	0.180!	3.77!	1.460	1.100!	29.2	450!	0.1100!	1.00	0.286	1.408	!	!	!
! Beukel /20/1976!	44	CC10	C !A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	24.5	450!	0.0043!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! /20/1976!	45	CC11	CE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	24.5	450!	0.0059!	1.00	0.090	1.329	!	!	!
! /20/1976!	46	CC12	CE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	0.900	0.900!	24.5	450!	0.0028!	1.00	0.180	2.659	!	!	!
! /20/1976!	47	CC13	C !A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.800	1.800!	26.7	450!	0.0057!	1.00	0.000	0.000	!	!	!
! /20/1976!	48	CC14	CE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.800	1.800!	26.7	450!	0.0095!	1.00	0.090	1.329	!	!	!
! /20/1976!	49	CC15	CE!A	k	0.212	0.035	0.029!	q	0.060!	2.45!	1.800	1.800!	26.7	450!	0.0044!	1.00	0.180	2.659	!	!	!
! Ingvar /76/1977!	50	R1A	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.215!	3.79!	1.625	0.980!	28.0	472!	0.1040!	1.00	0.265	1.330	!	!	!
! /76/1977!	51	R1B	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.215!	3.79!	1.625	0.980!	28.0	472!	0.1000!	1.00	0.298	1.496	!	!	!
! /76/1977!	52	R1C	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.215!	3.79!	1.625	0.980!	28.0	472!	0.1070!	1.00	0.232	1.164	!	!	!
! /76/1977!	53	R1D	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.215!	3.79!	1.625	0.980!	28.0	472!	0.1060!	1.00	0.209	1.049	!	!	!
! /76/1977!	54	R2A	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1.499	1.060!	25.5	472!	0.0920!	1.00	0.282	1.473	!	!	!
! /76/1977!	55	R2B	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1.499	1.060!	25.5	472!	0.0850!	1.00	0.301	1.572	!	!	!
! /76/1977!	56	R2C	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1.499	1.060!	25.5	472!	0.0960!	1.00	0.240	1.253	!	!	!
! /76/1977!	57	R2D	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1.499	1.060!	25.5	472!	0.0880!	1.00	0.265	1.384	!	!	!
! /76/1977!	58	R3A	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1.891	1.090!	29.6	476!	0.1050!	1.00	0.255	1.332	!	!	!
! /76/1977!	59	R3B	CE!D	q	2.000	0.120	0.095!	r	0.240!	3.83!	1										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
! Bericht	! Versuch	! Platte	! Stuetze	! Schl.	! Bewehrung	! Baustoffe	! Bruchl.											
! Name	! Lit.	! Jahr	! V.Nr.	! Bez.	! Art	! S.F.	! l	! d	! h	! Q.	! c	! λ	! μ	! μ'	! Bc	! Bs	! Ft	!
!	!	!	!	!	!	!	! /m/	! /m/	! /m/	!	! /m/	!	! /%	! /%	! /N/mm²/	!	! /MN/	!
! Sco/Li/184/1958!	1	S-4P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.330!	5.41!	0.000	0.000!	27.3	0!	0.3558!			
! /184/1958!	2	S-5P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.330!	5.41!	0.000	0.000!	20.3	0!	0.2669!			
! /184/1958!	3	S-6P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.330!	5.41!	0.000	0.000!	32.4	0!	0.3492!			
! /184/1958!	4	S-7P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.330!	5.41!	0.000	0.000!	19.9	0!	0.5404!			
! /184/1958!	5	S-8P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.330!	5.41!	0.000	0.000!	30.0	0!	0.4426!			
! /184/1958!	6	S-9P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.406!	5.08!	0.000	0.000!	30.2	0!	0.4670!			
! /184/1958!	7	S-10P	VH!A	qa	1.778	0.152	0.130!	q	0.406!	5.08!	0.000	0.000!	32.2	0!	0.5249!			
! /184/1958!	8	S-11P	VH!A	qa	1.778	0.254	0.215!	q	0.330!	3.27!	0.000	0.000!	35.3	0!	1.0008!			
! /184/1958!	9	S-12P	VH!A	qa	1.778	0.254	0.215!	q	0.330!	3.27!	0.000	0.000!	33.9	0!	0.7628!			
! /184/1958!	10	S-13P	VH!A	qa	1.778	0.254	0.215!	q	0.330!	3.27!	0.000	0.000!	36.1	0!	0.4848!			
! /184/1958!	11	S-14P	VH!A	qa	1.778	0.203	0.170!	q	0.330!	4.13!	0.000	0.000!	33.1	0!	0.7473!			
! /184/1958!	12	S-15P	VH!A	qa	1.778	0.203	0.170!	q	0.330!	4.13!	0.000	0.000!	35.3	0!	0.5338!			
! Anders /16/1963!	13	IIA1	VH!A	k	1.710	0.150	0.125!	q	0.420!	4.94!	0.000	0.000!	26.3	0!	0.4903!			
! /16/1963!	14	IIA2	VH!A	k	1.710	0.150	0.125!	q	0.420!	4.94!	0.000	0.000!	21.4	0!	0.5100!			
! /16/1963!	15	IIB1	VH!A	k	1.710	0.150	0.125!	q	0.420!	4.94!	0.000	0.000!	24.3	0!	0.4903!			
! /16/1963!	16	IIB2	VH!A	k	1.710	0.150	0.125!	q	0.420!	4.94!	0.000	0.000!	21.4	0!	0.4315!			
! Smi/Bu/187/1963!	17	S1	V!A	q	1.219	0.071	0.054!	q	0.203!	9.17!	0.000	0.000!	30.0	385!	0.1125!			
! /187/1963!	18	S2	V!A	q	1.219	0.071	0.054!	q	0.203!	9.17!	0.190	0.000!	28.9	385!	0.1214!			
! /187/1963!	19	S3	V!A	q	1.219	0.071	0.054!	q	0.203!	9.17!	0.290	0.000!	31.9	385!	0.1348!			
! Gamble /62/1964!	20	ST.5	LV!D	r	3.658	0.076	0.064!	q	0.102!	12.25!	1.110	0.000!	28.9	483!	0.1285!			
! Gro/Va /74/1967!	21	G-0	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	27.6	0!	0.1036!			
! /74/1967!	22	G-2	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	29.4	0!	0.1188!			
! /74/1967!	23	G-3	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	28.5	0!	0.1139!			
! /74/1967!	24	G-4	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	24.9	0!	0.1188!			
! /74/1967!	25	G-5	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	31.6	0!	0.1254!			
! /74/1967!	26	G-6	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	29.3	0!	0.1152!			
! /74/1967!	27	G-7	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	30.5	0!	0.1254!			
! /74/1967!	28	G-8	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	32.2	0!	0.1419!			
! /74/1967!	29	G-10	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	30.3	0!	0.1450!			
! /74/1967!	30	G-12	LV!A	qa	0.914	0.076	0.065!	q	0.203!	5.27!	0.000	0.000!	28.2	0!	0.1548!			
! Ger/Bu /64/1971!	31	C-1	V!A	q	1.930	0.178	0.150!	q	0.305!	5.29!	0.000	0.000!	36.5	0!	0.7882!			
! /64/1971!	32	C-2	V!A	q	1.930	0.178	0.150!	q	0.305!	5.29!	2.540	0.000!	31.7	430!	0.8567!			
! /64/1971!	33	C-3	V!A	q	1.930	0.178	0.150!	q	0.305!	5.29!	1.270	0.000!	33.9	430!	0.9012!			
! /64/1971!	34	C-4	V!A	q	1.930	0.178	0.150!	q	0.305!	5.29!	0.000	1.950!	34.0	360!	0.8122!			
! /64/1971!	35	L-1	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	0.000	0.000!	36.5	0!	0.8771!			
! /64/1971!	36	L-2	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	1.520	0.000!	31.0	430!	0.8905!			
! /64/1971!	37	L-3	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	0.760	0.000!	31.8	430!	0.9350!			
! /64/1971!	38	L-4	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	0.000	1.950!	33.2	360!	0.8567!			
! /64/1971!	39	L-7	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	0.000	0.000!	34.5	0!	0.8923!			
! /64/1971!	40	L-8	VH!A	q	1.930	0.178	0.150!	r	0.655!	4.22!	2.540	0.000!	34.5	430!	1.2303!			
! Henak /90/1975!	41	I-5	RV!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.1285!			
! /90/1975!	42	I-6	V!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.1571!			
! /90/1975!	43	I-7	V!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.1535!			
! /90/1975!	44	I-9	RV!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.1205!			
! /90/1975!	45	I-10	V!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.1624!			
! /90/1975!	46	II-9	RV!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.0778!			
! /90/1975!	47	II-15	RV!D	q	3.048	0.074	0.061!	q	0.203!	9.61!	0.814	0.000!	33.8	379!	0.0703!			
! Stahl/188/1975!	48	I2	V!A	k	2.500	0.260	0.234!	q	0.300!	4.62!	0.860	0.137!	25.9	530!	1.4220!			
! /188/1975!	49	I3	V!A	k	2.500	0.260	0.234!	q	0.300!	4.62!	0.860	0.137!	25.5	530!	1.7162!			
! /188/1975!	50	I4	V!A	k	2.500	0.260	0.236!	q	0.300!	4.58!	0.435	0.137!	28.4	530!	1.5887!			
! /188/1975!	51	I5	V!A	k	2.500	0.260	0.236!	q	0.300!	4.58!	0.435	0.137!	27.8	530!	1.5005!			
! /188/1975!	52	A1	V!A	k	2.500	0.260	0.236!	q	0.300!	4.58!	0.639	0.137!	29.3	530!	2.4322!			
! /188/1975!	53	A2	V!A	k	2.500	0.260	0.236!	q	0.300!	4.58!	0.435	0.137!	29.8	530!	2.2360!			
! Nyl/Xi/157/1977!	54	NR.1	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.127	0.000!	35.1	721!	0.7090!			
! /157/1977!	55	NR.2	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.143	0.000!	28.8	722!	0.7963!			
! /157/1977!	56	NR.3	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.143	0.000!	32.0	726!	0.9209!			
! /157/1977!	57	NR.4	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.143	0.000!	18.7	726!	0.7012!			
! /157/1977!	58	NR.5	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.143	0.000!	23.1	726!	0.8885!			
! /157/1977!	59	NR.6	VK!A	r	2.350	0.240	0.207!	k	0.240!	5.08!	0.127	0.000!	25.5	725!	0.6590!			

Tabelle A1.9: Grunddaten der Versuche mit Vorspannung (1. Teil)

(Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

Tabelle A1.9: Grunddaten der Versuche mit Vorspannung (2. Teil)
(Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

- A1.25 -

1	2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Bericht	Versuch	Einzelspannglied				Verteilung				Vorsp.Wi.		Bemerkungen					
Name	Lit.	IV.Nr.	Bez.	A_{z1}	β_{Sz}	σ_{zv}	h_z	γ_z	\ln_z	μ_{zm}	μ_{zKeg}	$\sigma_{bv,N}$	Q_{bv}	Vorspann.	Beton	Bewehrung	Bauteil
				/mm ² /	/N/mm ² /	/mm/	/rad/	/-/	/%/			/N/mm ² /kN/					
Sco/Li/184/	1	S-4P		1190.0	1500	1140	66	0.00012	0.273	0.273	13.11	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO-DE
/184/	2	S-5P		1190.0	1500	633	76	0.00012	0.273	0.273	11.73	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	3	S-6P		1190.0	1500	633	91	0.00012	0.273	0.273	11.73	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	4	S-7P		1190.0	1500	863	112	0.00012	0.410	0.410	13.45	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	5	S-8P		1190.0	1500	1267	91	0.00012	0.273	0.273	13.45	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	6	S-9P		1190.0	1500	633	91	0.00012	0.273	0.273	11.73	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	7	S-10P		1190.0	1500	1267	91	0.00012	0.273	0.273	13.45	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	8	S-11P		1190.0	1500	1267	193	0.00012	0.164	0.164	12.07	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	9	S-12P		1190.0	1500	1267	142	0.00012	0.164	0.164	12.07	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO-DE
/184/	10	S-13P		1190.0	1500	1267	91	0.00012	0.164	0.164	12.07	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO-DE
/184/	11	S-14P		1190.0	1500	1267	142	0.00012	0.205	0.205	12.59	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO
/184/	12	S-15P		1190.0	1500	1267	91	0.00012	0.205	0.205	12.59	0.01			IMUE=0		IQ.FA,LO-DE
Anders	/16/	13	IIA1	1170.0	1520	920	125	0.07012	0.246	0.315	12.27	90.01			IMUE=0		!LO
	/16/	14	IIA2	1170.0	1520	920	125	0.07012	0.246	0.315	12.27	90.01			IMUE=0		!LO
	/16/	15	IIB1	1170.0	1520	920	125	0.07012	0.246	0.315	12.27	90.01			IMUE=0		!LO
	/16/	16	IIB2	1170.0	1520	920	125	0.07012	0.246	0.315	12.27	90.01			IMUE=0		!LO
Smi/Bu/187/	17	S1		23.2	1450	1034	55	0.04014	0.217	0.320	12.24	15.41			IMUE=0		!GR.FA
/187/	18	S2		23.2	1450	1034	55	0.04014	0.217	0.320	12.24	15.41				KONZ!	!GR.FA
/187/	19	S3		23.2	1450	1034	55	0.04014	0.217	0.320	12.24	15.41				KONZ!	!GR.FA
Gamble	/62/	20	ST.5	38.6	1483	835	38	0.00012	0.400	0.400	13.34	0.01		LB	IMUE=0.333?		!F.SYSTEM
Gro/Va	/74/	21	G-0	51.6	1466	10	52	0.01812	0.445	0.445	10.04	0.1	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	22	G-2		51.6	1466	180	52	0.01812	0.445	0.445	10.79	1.3	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	23	G-3		51.6	1466	260	52	0.01812	0.445	0.445	11.16	1.9	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	24	G-4		51.6	1466	430	52	0.01812	0.445	0.445	11.90	3.2	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	25	G-5		51.6	1466	440	52	0.01812	0.445	0.445	11.93	3.3	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	26	G-6		51.6	1466	520	52	0.01812	0.445	0.445	12.31	3.9	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	27	G-7		51.6	1466	610	52	0.01812	0.445	0.445	12.69	4.5	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	28	G-8		51.6	1466	690	52	0.01812	0.445	0.445	13.06	5.1	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	29	G-10		51.6	1466	830	52	0.01812	0.445	0.445	13.70	6.2	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
/74/	30	G-12		51.6	1466	1020	52	0.01812	0.445	0.445	14.52	7.6	MIT GER.V.	LB	IMUE=0		!Q.FA
Ger/Bu	/64/	31	C-1	1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.323	11.73	45.01			IMUE=0		!GR.FA
/64/	32	C-2		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.323	11.73	45.01				KONZ!	!GR.FA
/64/	33	C-3		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.323	11.73	45.01					!GR.FA
/64/	34	C-4		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.323	11.73	45.01				!DRUCKBEW.	!GR.FA
/64/	35	L-1		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01			IMUE=0		!GR.FA,LO
/64/	36	L-2		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01				KONZ!	!GR.FA,LO
/64/	37	L-3		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01					!GR.FA,LO
/64/	38	L-4		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01				!DRUCKBEW.	!GR.FA,LO
/64/	39	L-7		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01	MIT V.		IMUE=0		!GR.FA,LO
/64/	40	L-8		1190.0	1450	987	127	0.03012	0.175	0.225	11.73	45.01				!SCHUBBEW.	!GR.FA,LO
Remak	/90/	41	I-5	23.2	1725	1051	50	0.05014	0.213	0.290	12.24	20.01		15.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	42	I-6		23.2	1725	1051	50	0.05014	0.213	0.290	12.24	20.01		12.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	43	I-7		23.2	1725	1051	50	0.05014	0.213	0.290	12.24	20.01				KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	44	I-9		23.2	1725	1051	50	0.05014	0.213	0.290	12.24	20.01		16.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	45	I-10		23.2	1725	1051	50	0.05014	0.213	0.290	12.24	20.01		12.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	46	II-9		23.2	1725	1326	50	0.05015	0.070	0.335	10.93	18.0	X-KONZ	14.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
/90/	47	II-15		23.2	1725	1326	50	0.05015	0.070	0.335	10.93	18.0	X-KONZ	15.BEL!		KONZ!	!F.SYSTEM
Stahl	/188/	48	I2	1565.0	1450	1198	130	0.00010	0.150	0.000	11.80	0.0	NZK=0				
/188/	49	I3		1565.0	1450	1198	170	0.07212	0.150	0.530	11.80	392.01		KONZ!			
/188/	50	I4		1565.0	1450	1198	170	0.07212	0.150	0.530	11.80	392.01		KONZ!			
/188/	51	I5		1565.0	1450	1198	170	0.07212	0.150	0.530	11.80	392.01	MIT V.	KONZ!			
/188/	52	A1		1565.0	1450	1198	170	0.07212	0.150	0.530	11.80	392.01	Y=0,	KONZ!			!AUSSPARUNG
/188/	53	A2		1565.0	1450	1198	170	0.07212	0.150	0.530	11.80	392.01		KONZ!			!AUSSPARUNG
Nyl/K1/157/	54	NR.1		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.353	0.353	13.93	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.
/157/	55	NR.2		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.470	0.470	15.25	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.
/157/	56	NR.3		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.470	0.470	15.25	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.
/157/	57	NR.4		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.470	0.470	15.25	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.
/157/	58	NR.5		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.470	0.470	15.25	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.
/157/	59	NR.6		1226.0	1565	1115	195	0.07012	0.353	0.353	13.93	70.6	MIT V.,Y=0!		IMUEX=0		!EIN.PL.

Tabelle A1.10: Zusatzdaten der Versuche mit Vorspannung (1. Teil)
(Erläuterungen s. nächste Seite)

1	2	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
! Bericht	! Versuch	! Einzelspann	! glied	! Verteilung	! Vorsp.Wi.	! Bemerkungen												
! Name	! Lit.	! V.Nr.	! Bez.	! A _{zi}	! B _{Sz}	! σ _{zv}	! h _z	! Y _z	! I _{nz}	! μ _{zm}	! μ _{zKeg}	! σ _{bv,N}	! Q _{bv}	! Vorspann.	! Beton	! Bewehrung	! Bauteil	
!	!	!	!	! /mm ²	! /N/mm ²	! /mm	! /rad	! /-	! /%	!	!	! /N/mm ²	! /kN	!	!	!	!	
! Leeuw	/124/	60	BI-1	7.4	1870	1120	40	0.0201	1	0.110	0.110	1.23	0.71		! MICRO			
	/124/	61	BI-2	7.4	1860	1160	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.81	1.41		! MICRO			
	/124/	62	BI-3	12.6	1770	1170	40	0.0201	2	0.270	0.270	3.13	2.41		! MICRO			
	/124/	63	BI-4	7.4	1860	1150	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.80	1.41		! MICRO			
	/124/	64	BI-5	7.4	1860	1150	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.80	1.41		! MICRO			
	/124/	65	BII-6	7.4	1870	1210	40	0.0201	1	0.110	0.110	1.33	0.71		! MICRO	! EXZ.		
	/124/	66	BII-7	7.4	1870	1215	40	0.0201	1	0.110	0.110	1.33	0.71		! MICRO	! EXZ.		
	/124/	67	BII-8	7.4	1870	1215	40	0.0201	1	0.110	0.110	1.33	0.71		! MICRO	! EXZ.		
	/124/	68	BII-9	7.4	1870	1210	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.89	1.41		! MICRO	! EXZ.		
	/124/	69	BII-10	7.4	1870	1195	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.87	1.41		! MICRO	! EXZ.		
	/124/	70	BII-11	7.4	1870	1215	40	0.0201	2	0.156	0.156	1.90	1.41		! MICRO	! EXZ.		
! Pra/Br	/165/	71	P7	1143.0	1650	1150	129	0.0441	6	0.173	0.722	12.00	174.01	KONZ!	! MUERAD=0			
	/165/	72	P8	1143.0	1650	1150	138	0.0531	6	0.173	0.722	12.00	209.01	KONZ!	! MUERAD=0			
	/165/	73	P9	1143.0	1650	1150	139	0.0511	6	0.173	0.722	12.00	201.01	MIT V, KONZ!	! MUERAD=0			
! Leeuw	/125/	74	BIII-15	12.6	1870	1195	40	0.0201	7	0.110	0.840	1.32	4.61	X=KONZ	! MICRO			
	/125/	75	BIII-16	12.6	1870	1207	40	0.0201	5	0.110	0.560	1.33	3.41	X=KONZ	! MICRO			
	/125/	76	BIII-17	12.6	1870	1221	40	0.0201	5	0.156	0.600	1.92	4.31	X=KONZ	! MICRO			
	/125/	77	BIII-18	12.6	1870	1205	40	0.0201	7	0.156	0.930	1.90	5.51	X=KONZ	! MICRO			
	/125/	78	BIV-19	7.4	1870	1209	36	0.0201	1	0.110	0.110	1.33	0.51		! MICRO	! RANDST.		
	/125/	79	BIV-20	7.4	1870	1214	36	0.0201	1	0.110	0.110	1.34	0.51		! MICRO	! RANDST.		
	/125/	80	BIV-21	7.4	1870	1210	36	0.0201	1	0.110	0.110	1.33	0.51		! MICRO	! RANDST.		
! Hawk	/84/	81	SN1	1100.0	1700	1120	85	0.0701	8	0.100	1.000	1.10	157.01	Y=KONZ!		! EIN.PL, EXZ.		
	/84/	82	SN3	1100.0	1700	1120	85	0.0701	8	0.100	1.000	1.10	157.01	X=KONZ!		! EIN.PL, EXZ.		
	/84/	83	SN4	1100.0	1700	1120	85	0.0701	2	0.100	0.225	1.10	63.01			! EIN.PL, EXZ.		
	/84/	84	SN5	1100.0	1700	1120	85	0.0701	2	0.100	0.225	1.10	63.01			! EIN.PL, EXZ.		
! Ko/Wsl	/118/	85	V1	50.8	1893	1209	103	0.0641	6	0.141	0.406	1.70	79.01	KONZ				
	/118/	86	V2	50.8	1893	1175	103	0.0641	6	0.141	0.406	1.66	76.81	KONZ				
	/118/	87	V3	93.1	1746	1195	100	0.0641	6	0.259	0.745	3.09	143.01	KONZ				
	/118/	88	V4	93.1	1746	1189	100	0.0641	6	0.259	0.745	3.07	142.31	KONZ				
	/118/	89	V6	50.8	1893	1258	75	0.0001	6	0.141	0.406	1.77	0.01	KONZ				
	/118/	90	V7	50.8	1893	1257	103	0.0641	6	0.141	0.406	1.77	82.21	KONZ				
	/118/	91	V8	50.8	1893	1258	103	0.0641	6	0.141	0.406	1.77	82.21	KONZ				
Vergleichsversuch Ko/Wsl ohne Vorspannung:																		
	/118/	92	V5	0.0		0			10		10.00	0.01	OHNE VORSP!					

Tabelle A1.10: Zusatzdaten der Versuche mit Vorspannung (2. Teil)

Erläuterungen zu Tabelle A1.10:

Spalte 1 bis 5 wie Erläuterungen zu Tab. A1.1, s. Seite A1.2

Spalte 6 bis 15 s. im Text Abschnitt 15.1 ("Spannbeton - Bezeichnungen")

16. VORSPANNUNG: NORMALFALL - VORSPANNUNG OHNE VERBUND

"MIT V." = " " MIT " "

"MIT GER.V." = " " " " GERINGEM VERBUND (SPANNGLIEDER LEDIGLICH EINGEFETTET)

"KONZ" = SPANNGLIEDER UEBER DER STUETZE STARK KONZENTRIERT ANGEORDNET

"X-(Y-)KONZ" = WIE VOR, JEDOCH NUR SPANNGLIEDER IN X- BZW. Y-RICHTUNG KONZENTRIERT (ANGABEN IN DER TABELLE FUER DIE STAERKERE BEW.RICHTUNG)

"Y=0" = PLATTE IN Y-RICHTUNG OHNE VORSPANNUNG (SIGBVN = WERT FUER X-RICHTUNG)

"NZK=0" = KEINE SPANNGLIEDER IM BEREICH DES DURCHSTANZKEGELS

17. BETON : NORMALFALL - NORMALBETON, VOR DEM VERSUCH UNGERISSEN

"LB" = LEICHTBETON

"X.BEL" = DURCHSTANZEN DER STUETZE BEI X-TER BELASTUNG DES FLACHDECKENSYSTEMS

18. BEWEHRUNG : NORMALFALL - ANNAEHERND GLEICHMAESSIGE VERTEILUNG DER BIEGEZUGBEW. IM STUETZENBEREICH + KEINE SCHUBBEWEHRUNG

+ GGF. DRUCKBEW. (SIEHE HIERZU GRUNDATEN-FILE)

"MUE=0" = OHNE SCHLAFTE BEWEHRUNG

"MUEX=0" = " " " " IN X-RICHTUNG (= HAUPTTRAGRICHTUNG)

"MUERAD=0" = " " " " IN RADIALER RICHTUNG

"KONZ" = BEWEHRUNG STARK KONZENTRIERT UEBER DER STUETZE

"SCHUBBEW." = SCHUBBEW. ANGEORDNET

"DRUCKBEW." = NUR DRUCKBEW. ANGEORDNET, JEDOCH KEINE BIEGEZUGBEW.

"MUE=0.333?" = ANNAHME DES BEWEHRUNGSRADES VON 0.333% FRAGLICH

19. BAUTEIL : NORMALFALL - KEISFOERMIGER FLACHDECKENAUSSCHNITT ALS VERSUCHSKOERPER

"Q.FA" = QUADRATISCHER " " " " " " " "

"GR.FA" = GROSSER " " " " " " " "

"LO" = LOCHRANDGESTUETER " " " " " " " "

"F.SYSTEM" = GESAMTES MEHRFELDR. FLACHDECKENSYSTEM " " " " " "

"LO-DH" = WIE VOR, JEDOCH PLATTE AN DER STUETZE UM DELTA-H GESCHWAECHT DURCH DEN

"AUSSPARUNG" = AUSSPARUNG IN DER PLATTE IN STUETZENNAEHE KRAGEN

"RANDST" = RANDSTUETZE

"EXZ" = EXZENTRISCH EINGELEITETE STUETZENKRAFT

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Bericht	Versuch	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.											
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	BC	BS	Ft	
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm²	/	/MN/	
Gamble	/62/1964	1	ST.5	LVID	r		3.658	0.076	0.064	q	0.102	12.25	1.110	0.000	28.9	483	0.1285	
Hog/El	/96/1964	2	HIL3	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.149	0.000	30.0	329	0.3114	
	/96/1964	3	HIL4	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.151	0.000	27.4	329	0.3114	
	/96/1964	4	H6L3	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.146	0.000	27.3	329	0.2117	
	/96/1964	5	H6L4	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.148	0.000	27.0	329	0.2002	
	/96/1964	6	RIL4	LQ	IA	qa	1.829	0.152	0.114	r	0.457	6.72	1.374	0.000	29.2	329	0.3314	
	/96/1964	7	RIL13	LQ	IA	qa	1.829	0.152	0.114	r	0.457	6.72	1.381	0.000	24.8	329	0.2891	
Gro/Va	/74/1967	8	G-0	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	27.6	0	0.1036	
	/74/1967	9	G-2	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	29.4	0	0.1188	
	/74/1967	10	G-3	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	28.5	0	0.1139	
	/74/1967	11	G-4	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	24.9	0	0.1188	
	/74/1967	12	G-5	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	31.6	0	0.1254	
	/74/1967	13	G-6	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	29.3	0	0.1152	
	/74/1967	14	G-7	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	30.5	0	0.1254	
	/74/1967	15	G-8	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	32.2	0	0.1419	
	/74/1967	16	G-10	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	30.3	0	0.1450	
	/74/1967	17	G-12	LV	IA	qa	0.914	0.076	0.065	q	0.203	5.27	0.000	0.000	28.2	0	0.1548	
Mow/Va	/148/1967	18	JL-0-1A	LY	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	15.0	352	0.0810	
	/148/1967	19	JL-0-2A	LY	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	13.0	352	0.0845	
	/148/1967	20	JL-0-1B	LY	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	28.4	352	0.0961	
	/148/1967	21	JL-0-2B	LY	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	20.0	352	0.0796	
	/148/1967	22	JL-0-1	LY	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.100	0.000	41.2	352	0.1032	
	/148/1967	23	M-2-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.102	10.82	1.100	0.550	28.5	385	0.0858	
	/148/1967	24	M-2-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.102	10.82	2.200	1.100	24.9	385	0.1019	
	/148/1967	25	M-3-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.152	10.27	1.100	0.550	21.1	385	0.0792	
	/148/1967	26	M-3-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.152	10.27	2.200	1.100	18.0	385	0.0992	
	/148/1967	27	M-3-2-0B	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.152	10.27	2.200	1.100	53.8	385	0.1717	
	/148/1967	28	M-4-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.203	9.71	1.100	0.550	15.5	385	0.0925	
	/148/1967	29	M-4-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.203	9.71	2.200	1.100	27.2	385	0.1326	
	/148/1967	30	M-4-5-0A	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.038	q	0.152	13.78	0.490	0.210	20.1	214	0.0342	
	/148/1967	31	M-4-5-0B	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.038	q	0.152	13.78	0.490	0.210	28.6	214	0.0347	
	/148/1967	32	M-5-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.254	9.14	1.100	0.550	23.3	385	0.1090	
	/148/1967	33	M-5-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.254	9.14	2.200	1.100	22.9	385	0.1517	
	/148/1967	34	M-6-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.305	8.58	1.100	0.550	28.0	385	0.1188	
	/148/1967	35	M-6-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.305	8.58	2.200	1.100	26.4	385	0.1583	
	/148/1967	36	M-7-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.356	8.01	1.100	0.550	27.7	385	0.1383	
	/148/1967	37	M-7-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.356	8.01	2.200	1.100	25.0	385	0.1846	
	/148/1967	38	M-8-1-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.406	7.46	1.100	0.550	24.9	385	0.1450	
	/148/1967	39	M-8-2-0	LY	IA	qa	1.219	0.076	0.051	q	0.406	7.46	2.200	1.100	24.5	385	0.1846	
	/148/1967	40	M-3-1-2	LK	IA	q	1.219	0.076	0.051	q	0.152	10.27	1.100	0.550	27.0	385	0.1019	
	/148/1967	41	M-3-1-4A	LM	IA	q	1.219	0.076	0.051	q	0.152	5.90	1.100	0.550	21.1	385	0.0992	
	/148/1967	42	M-3-1-4B	LM	IA	q	1.219	0.076	0.051	q	0.152	5.90	1.100	1.100	20.0	385	0.1121	
	/148/1967	43	M-3-2-4	LM	IA	q	1.219	0.076	0.051	q	0.152	5.90	2.200	1.100	17.0	385	0.1054	
	/148/1967	44	M-4-5-2A	LK	IA	q	1.219	0.076	0.038	q	0.152	13.78	0.490	0.210	26.7	214	0.0356	
	/148/1967	45	M-4-5-2B	LK	IA	q	1.219	0.076	0.038	q	0.152	13.78	0.490	0.210	23.9	214	0.0405	
	/148/1967	46	M-4-5-4A	LM	IA	q	1.219	0.076	0.038	q	0.152	7.92	0.490	0.210	32.1	214	0.0463	
	/148/1967	47	M-4-5-4B	LM	IA	q	1.219	0.076	0.038	q	0.152	7.92	0.490	0.210	30.7	214	0.0463	
	/148/1967	48	M-3-0-4	LM	IA	q	1.219	0.076	0.051	q	0.152	5.90	0.000	0.000	28.6	0	0.0529	
	/148/1967	49	JL-1-1A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	18.1	352	0.0663	
	/148/1967	50	JL-2-1A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	17.8	352	0.0654	
	/148/1967	51	JL-3-1A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	15.6	352	0.0930	
	/148/1967	52	JL-1-2A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	17.4	352	0.0796	
	/148/1967	53	JL-2-2A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	16.8	352	0.0663	
	/148/1967	54	JL-3-2A	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	14.6	352	0.0796	
	/148/1967	55	JL-1-1B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	23.1	352	0.0863	
	/148/1967	56	JL-2-1B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	26.2	352	0.0898	
	/148/1967	57	JL-3-1B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	24.9	352	0.1112	
	/148/1967	58	JL-1-2B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	26.3	352	0.0863	
	/148/1967	59	JL-2-2B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	28.1	352	0.0863	
	/148/1967	60	JL-3-2B	LA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	2.200	0.000	23.9	352	0.1148	
Cor/Ba	/38/1968	61	BN-1-P14	L	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	25.4	436	0.2744	
	/38/1968	62	BN-1-S14	L	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	22.9	440	0.2438	
	/38/1968	63	BN-1-S7	L	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	25.5	438	0.3020	
	/38/1968	64	BH-2P14	LT	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q								

Tabelle A1.11: Grunddaten der Versuche an Leichtbetonplatten (1. Teil)
 (Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Bericht	Versuch	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.											
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	β _C	β _S	F _t	
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm ² /		/MN/	
Ivy/Iv/100/1969	70	A(27)	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	28.3	355	0.3114		
/100/1969	71	B(27)	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	24.9	355	0.2131		
/100/1969	72	A(27)14	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	22.7	355	0.2807		
/100/1969	73	B(27)14	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	22.0	355	0.1779		
/100/1969	74	A(23)	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	34.8	355	0.3292		
/100/1969	75	B(23)	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	32.7	355	0.2188		
/100/1969	76	A(23)S	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	31.3	355	0.3363		
/100/1969	77	B(23)S	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	29.9	355	0.2406		
/100/1969	78	A(1)	L	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	30.3	355	0.3251		
/100/1969	79	B(1)	LA	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	30.8	355	0.2535		
/100/1969	80	C(23)	L	IA	qa	1.829	0.178	0.140	q	0.610	4.07	1.230	0.000	26.3	288	0.6672		
/100/1969	81	D(23)	L	IA	qa	3.048	0.178	0.140	q	0.610	8.43	1.100	0.000	30.6	288	0.6227		
/100/1969	82	E(23)	L	IA	k	3.048	0.178	0.140	q	0.610	8.43	1.100	0.000	24.3	288	0.6450		
/100/1969	83	F(23)	L	IA	k	3.048	0.178	0.140	q	0.610	8.43	1.100	0.000	33.2	288	0.6450		
Lad/R8/120/1978	84	1	L	IA	k	1.200	0.127	0.109	k	0.226	4.47	1.370	0.000	36.0	521	0.3450		

Tabelle A1.11: Grunddaten der Versuche an Leichtbetonplatten (2. Teil)
(Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Bericht	Versuch	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.											
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	β _C	β _S	F _t	
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm ² /		/MN/	
Moe	/147/1961	2+3	H1	G	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	26.1	328	0.3714	
/147/1961	4+5	H6	A	IA	qa	1.829	0.152	0.114	q	0.254	6.76	1.150	0.000	28.4	328	0.2455		
/147/1961	6+7	R1	GQ	IA	qa	1.829	0.152	0.114	r	0.457	6.72	1.150	0.000	27.6	328	0.3936		
Mov/Va/148/1967	18+20	JN-0-1	Y	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	12.4	352	0.1130		
/148/1967	19+21	JN-0-2	Y	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	15.2	352	0.1228		
/148/1967	149+55	JN-1-1	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	16.5	352	0.0832		
/148/1967	150+56	JN-2-1	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	16.0	352	0.0863		
/148/1967	151+57	JN-3-1	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	14.6	352	0.1063		
/148/1967	152+58	JN-1-2	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	14.0	352	0.0765		
/148/1967	153+59	JN-2-2	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	10.3	352	0.0729		
/148/1967	154+60	JN-3-2	YA	IA	qa	0.914	0.076	0.051	q	0.152	7.28	1.670	0.000	14.6	352	0.1125		
Cor/8a	/38/1968	161+63	BN-1	G	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	20.1	444	0.2655	
/38/1968	164+66+68	BH-2	T	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	18.1	423	0.3011		
/38/1968	165+67+69	BH-3	T	IA	qa	1.829	0.147	0.112	q	0.203	7.14	1.011	0.000	21.6	439	0.4021		
Ladner/119/1973	84	M	G	IA	k	1.200	0.127	0.109	k	0.226	4.47	1.310	0.000	31.7	540	0.3619		

Tabelle A1.12: Vergleichsversuche zu den Versuchen aus Tab. A1.11
(Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Bericht	Versuch	Platte	Stuetze	Schl.	Bewehrung	Baustoffe	Bruchl.											
Name	Lit.	Jahr	V.Nr.	Bez.	Art	S.F.	l	d	h	Q.	c	λ	μ	μ'	β _C	β _S	F _t	
							/m/	/m/	/m/	-	/m/	-	/%	/%	/N/mm ² /		/MN/	
Sei/Gh/185/1980	1	SC11	D	IA	qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5960		
/185/1980	2	SC12	D	IA	qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5960		
/185/1980	3	SC13	D	IA	qa	1.702	0.152	0.120	q	0.305	5.63	1.170	0.000	33.6	448	0.5782		
Andr	/21/1979	4	VK1	D	IA	qa	2.000	0.270	0.230	q	0.300	3.61	0.970	0.420	42.5	420	2.1190	
/21/1979	5	VK2	D	IA	qa	2.000	0.270	0.225	q	0.300	3.69	0.990	0.420	38.3	420	1.9040		
/21/1981	6	VK3	D	IA	qa	2.000	0.260	0.220	q	0.300	3.78	1.030	0.000	22.9	420	1.5370		
/21/1981	7	VK4	D	IA	qa	2.000	0.300	0.267	k	0.500	2.81	1.270	0.000	38.3	420	2.9560		

Tabelle A1.13: Grunddaten der Versuche mit Dübelbolzenleisten
(Erläuterungen wie zu Tab. A1.1, s. S. A1.2)

Anhang A2Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile

Anhang A2 ergänzt ^{die Erörterungen zur Querschnittsanalyse} ~~Abschnitt 4.2~~ ("Querschnittsanalyse").
im Abschnitt 4.

A2.1 Beschränkung auf einaxiale Beanspruchungszustände

Mit der Reduktion des Gesamtbeanspruchungszustandes auf den Zustand reiner Biegebeanspruchung sind bereits die Beanspruchungen senkrecht zur Plattenmittelfläche aus den Betrachtungen ausgeschlossen. Die Berücksichtigung des verbleibenden zweiaxialen Beanspruchungszustandes ist bei der Ermittlung der Plattenschnittgrößen (~~es. hierzu Abschnitt 4.3~~) sicherlich eine der Grundvoraussetzungen für die Brauchbarkeit der Berechnungsergebnisse. Bei der hier zu besprechenden Analyse eines örtlichen ^{begrenzten} Querschnittes hingegen kann entsprechend den im Rahmen des Themas "Durchstanzen" gesetzten Anforderungen ^{bei} ~~an die Wirklichkeitsnähe der~~ Biegeuntersuchungen vereinfachend auf die Berücksichtigung des mehraxialen Beanspruchungszustandes verzichtet werden. Die einaxiale Betrachtungsweise entspricht den biegetheoretischen Ansätzen der DIN 1045 und erscheint für die vorliegende Problematik angemessen und ausreichend genau.

A2.2 Arbeitslinien der Werkstoffe

Im nachfolgenden werden für Stahl und Beton im allgemeinen die Spannungs/Dehnungs-Linien der DIN-Vorschriften verwendet (Bild A2.1). Nur zu Vergleichszwecken werden im Abschn. A2.4(4) auch abweichende Arbeitslinien für den Beton untersucht (siehe Bild A2.2).

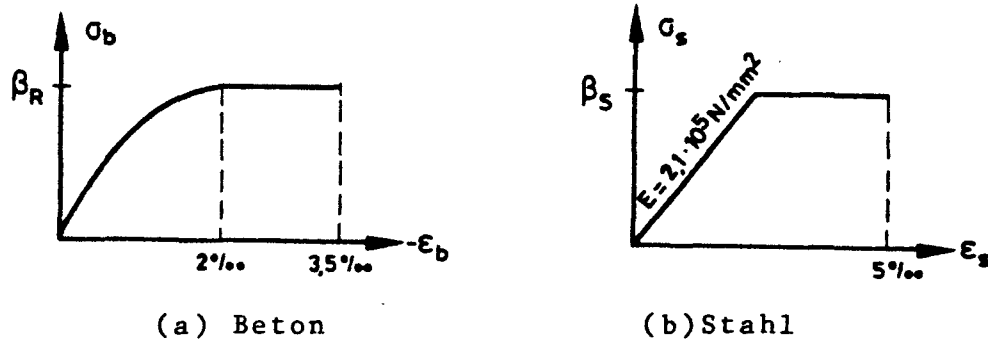


Bild A2.1: Einaxiale Spannungs/Dehnungs-Linien nach DIN 1045

Es ist bekannt, daß die dargestellten Kurven die tatsächlichen Verhältnisse nur näherungsweise wiedergeben können. Bei Feinbetonen, wie sie in Versuchen häufig Verwendung finden, verlagert sich die Betonarbeitslinie des Bildes A2.1a - bei angenommenem unveränderten β_R -Wert - eher nach links, bei Leichtbetonen nach rechts. Beim Stahl zeigen die Arbeitslinien auch oberhalb der Streckgrenze noch weitere Spannungssteigerungen, und der Knickpunkt beim Fließbeginn ist nicht so ausgeprägt wie in Bild A2.1b dargestellt. Die Verwendung entsprechend zutreffender Arbeitslinien bei den Versuchsnachrechnungen ist jedoch nicht möglich, da hierzu weitgehend die erforderlichen Angaben in den Versuchsberichten fehlen.

Der Wert der Rechenfestigkeit β_R des Betons wird bei den Versuchsnachrechnungen wie folgt angenommen:

$$\beta_R = \beta_C \quad (A2.1)$$

Damit wird rechnerisch die für einen Biegedruckbruch maßgebende Zylinderdruckfestigkeit β_C voll angesetzt. Eine Abminderung zur Berücksichtigung der aus Langzeitwirkung herrührenden Abnahme der Betonfestigkeit wird nicht eingeführt. Die in Tabelle 12 der DIN 1045 angegebenen β_R -Werte enthalten hierzu einen Abminderungsfaktor von ca. 0,85. Dies ist bei der Beurteilung des Sicherheitsabstandes vorgeschlagener Bemessungs- und Nachweisverfahren zu beachten (vergl. Abschn. 7.3)

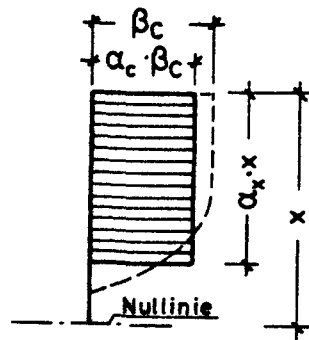


Bild A2.2: Rechteckige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone

Einige in der Literatur vorzufindende Durchstanzberechnungsmethoden verwenden als Hilfswerte Biegebruchmomente, die unter der Annahme einer rechteckigen Spannungsverteilung in der Biegedruckzone entsprechend Bild A2.2 ermittelt werden. Das nach DIN 1045, Abschn. 17.2.1 zulässige Näherungsverfahren des Heftes 220 /3/ setzt $\alpha_c = 0,95$ und $\alpha_x = 0,80$; der ACI-Standard 318-77 /12/ gibt $\alpha_c = 0,85$ an und $\alpha_x = 0,85$ bis $0,65$, je nach Betongüte entsprechend Bild A2.3.

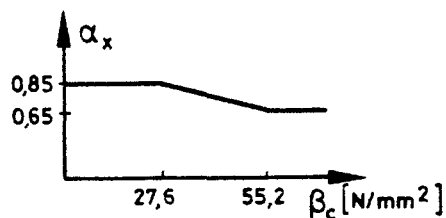


Bild A2.3: α_x -Werte nach ACI-Standard 318-77

A2.3 Bruchkriterien

Die Biegetragfähigkeit eines Querschnittes ist erschöpft, wenn entweder der Stahl der Zugzone oder der Beton der Druckzone versagt.

(1) Stahl der Zugzone

Die Tragfähigkeitsgrenze des Stahls gilt als erreicht, wenn die rechnerisch angesetzte Streckgrenze β_s erreicht ist. Vereinbarungsgemäß werden weitere Spannungssteigerungen nicht angesetzt. Das den Zustand beginnenden Fließens kennzeichnende mit den Arbeitslinien nach Bild A2.1a und A2.1b berechnete Plattenbiegemoment wird im folgenden als Fließmoment mit m_y ($y \hat{=}$ yield) bezeichnet. Die meisten Berechnungsverfahren, so auch der ACI-Standard 318-77 /12/, setzen das Erreichen der Streckgrenze im Stahl als Kriterium für das Versagen der Zugzone.

Bei weiterer Laststeigerung über m_y hinaus - mit unveränderter Stahlspannung $\sigma_s = \beta_s$ - vergrößert sich der Hebelarm der inneren Kräfte, was bei üblichen Querschnitten Tragfähigkeitssteigerungen um ca. 4 bis 8 % zur Folge hat (vergl. Zahlenangaben unter A2.4(2)). Der Bruch tritt infolge Reißens der Biegezugbewehrung oder infolge eines Betondruckbruches der stark eingeschnürten Biegezugzone ein. Entsprechend den Annahmen der DIN-Vorschriften wird nachfolgend eine Stahldehnung von $\epsilon_{su} = 5\text{‰}$ als Kriterium für den Biegezugbruch angesehen. Das sich danach ergebende Bruchmoment wird mit m_u ($u \hat{=}$ ultimate) bezeichnet. Dividiert durch den Sicherheitsbeiwert der DIN-Vorschriften von 1,75 bis 2,10 ergibt sich aus diesem Bruchmoment das zulässige Moment m_a ($a \hat{=}$ admissible).

(2) Beton der Druckzone

Will man die den Bruch auslösenden Randdehnungen der Biegedruckzone in Abhängigkeit von der Betongüte darstellen, so findet man in der Literatur hierzu viele "experimentell bestätigte" Vorschläge. Sie geben mit steigender Betondruckfestigkeit teils höhere, teils unveränderte und teils niedrigere Bruchdehnungen an. Die

unterschiedlichen Angaben sind offensichtlich auf beton-technologische und eventuell auch auf versuchstechnisch bedingte Einflüsse zurückzuführen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter verfolgt werden können. Es erscheint in jeder Hinsicht am sinnvollsten, die von der Betongüte unabhängige Bruchgrenze der DIN-Vorschriften von $\epsilon_{bu} = - 3,5\text{‰}$ zu übernehmen. Nur im Rahmen von Vergleichsrechnungen zum Biegebruchmoment nach dem ACI-Standard 318-77 wird im Abschnitt A2.4(4) auch mit einer rechnerischen Bruchdehnung von $\epsilon_{bu} = - 3,0\text{‰}$ gerechnet.

(3) Grenzfall zwischen (1) und (2)

Ob der Bruch eines Querschnittes rechnerisch infolge Stahl- oder infolge Betonversagens eintritt, hängt nicht nur von der Querschnittsausbildung, sondern auch ganz wesentlich von der Vorgabe der Bruchdehnungen ϵ_{su} und ϵ_{bu} ab. Die Bewehrungsmenge, bei der unter entsprechender Biegebeanspruchung Stahl und Beton rechnerisch gleichzeitig versagen, wird üblicherweise als Grenzbewehrung μ_{gr} bezeichnet. Diese liegt beispielsweise bei Verwendung der DIN-Arbeitslinien und entsprechendem Ansatz einer Betondruckstauchung von $\epsilon_{bu} = - 3,5\text{‰}$ für einen Querschnitt mit $\beta_C = 25 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_S = 420 \text{ N/mm}^2$ je nach angesetzter Stahlbruchdehnung ϵ_{su} bei:

$$\begin{array}{llll} \epsilon_{su} = 2\text{‰} & \rightarrow & \mu_{gr} = 3,07 \% \\ \epsilon_{su} = 5\text{‰} & \rightarrow & \mu_{gr} = 1,98 \% \\ \epsilon_{su} = 10\text{‰} & \rightarrow & \mu_{gr} = 1,25 \% \\ \epsilon_{su} = 20\text{‰} & \rightarrow & \mu_{gr} = 0,67 \% \end{array}$$

Fast alle in Tabelle A1.1 aufgeführten Versuche weisen Bewehrungsprozentsätze unter 3,07 % auf. Die rechnerische Bruchursache (Stahl- oder Betonversagen) der für sich allein betrachteten Querschnitte all dieser Versuche hängt somit allein davon ab, welche Bruchdehnungen man auf der Zugseite zuläßt.

Diese Feststellung ist deshalb von großer Bedeutung, weil sie verdeutlicht, daß rechnerische Untersu-

chungen des Biegebruchzustandes kaum dazu geeignet sind, Auskunft über die tatsächlichen Beanspruchungen zu geben, die beim Durchstanzen in der maßgebenden Betondruckzone zu erwarten sind. Brauchbare Hilfswerte hingegen für Berechnungen zum Durchstanzen sind allein - weil von allen Annahmen über Bruchdehnungen des Stahls und Betons unabhängig - das Fließmoment m_y und die Spannungs- und Dehnungsverteilungen bis zum Erreichen dieses Momentes. Die im Abschnitt 6.3 als besonders geeignet herausgestellte Berechnungsmethode zum Durchstanzen ("G1", Gl.(6.1)) verfährt entsprechend.

A2.4 Biegemomente

Für die elektronische Datenverarbeitung wurden folgende Rechenmöglichkeiten aufbereitet:

- (1) m_y = Fließmoment = Biegemoment bei Beginn des Fließens der Biegebewehrung unter Annahme der Arbeitslinien der DIN 1045. Sofern sich für den Zustand vor dem Fließbeginn bereits Betonrandstauchungen von mehr als 3,5 ‰ ergeben, wird m_y durch dieses Kriterium bestimmt. Die erforderlichen Gleichungen für die als Iterationsverfahren mit veränderlichem k_x -Wert durchzuführenden Momentenberechnungen wurden aus /128/ übernommen.

Die rechnerische Betonrandstauchung bei $m = m_y$ wird in Anlehnung an die Bezeichnungsweise der DIN 1045 als $\epsilon_{bl,y}$ bezeichnet. Im Abschnitt 6.3 fließt diese Größe in die dort als besonders geeignet herausgestellte Berechnungsmethode zum Durchstanzen ein ("G1", Gl.(6.1)).

- (2) m_u = Bruchmoment = Biegemoment beim Querschnittsversagen unter Annahme der Arbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045.

Um den Einfluß unterschiedlicher Annahmen zur rechnerischen Bruchdehnung ϵ_{su} des Stahls deutlich zu machen, wurden die rechnerischen Biegebruchmomente aller Versuche zum Grundfall des Durchstanzens ("G" in Spalte 6 der

Tabelle A1.1) unter unterschiedlichen Annahmen ermittelt und zum Fließmoment m_y ins Verhältnis gesetzt. Im Mittel aller Versuche zeigten sich dabei folgende rechnerische Tragfähigkeitssteigerungen gegenüber dem Fließmoment

$$\begin{aligned} \epsilon_{su} &= \beta_s / E_s \rightarrow \text{Vergleichswert } (m = m_y) \\ \epsilon_{su} &= 5 \text{ ‰} \rightarrow \text{DIN-Annahme } (m = m_u) \\ &\quad \text{Tragfähigkeitssteigerung } 4,8\% \\ \epsilon_{su} &= 10 \text{ ‰} \rightarrow \text{Tragfähigkeitssteigerung } 6,7\% \\ \epsilon_{su} &= 20 \text{ ‰} \rightarrow \text{Tragfähigkeitssteigerung } 7,5\% \end{aligned}$$

(3) m_a = zulässiges Biegemoment nach DIN 1045, ermittelt aus m_u durch Division durch den Sicherheitsbeiwert der DIN 1045 von 1,75 bis 2,10.

(4) $m_{u, ACI}$ = Biegebruchmoment entsprechend den Annahmen des ACI-Standard 318-77 /12/. Die Annahmen sind:

- (a) Rechteckige Spannungsverteilung in der Druckzone nach Bild A2.2 mit $\alpha_c = 0,85$ und α_x nach Bild A2.3.
- (b) Bruchkriterium ist entweder das Erreichen der Streckgrenze β_s oder das Erreichen von Randstauchungen der Betondruckzone von $\epsilon_{bu} = - 3,0 \text{ ‰}$.

Für den Fall, daß die Zugbeanspruchungen im Stahl maßgebend sind, ist den ACI-Annahmen nach das Bruchmoment gleich dem Fließmoment. Dieses ergibt sich bei Vernachlässigung der Wirkung einer eventuell vorhandenen Druckbewehrung wie folgt:

$$m_{u, ACI} = m_{y, ACI} = 100 \cdot \mu \cdot \beta_s \cdot h \cdot (1 - 0,59 \cdot \omega) \quad (A2.2)$$

Auf die Ableitung und Darstellung des Bruchmomentes für den Fall eines rechnerischen Druckzonenversagens kann verzichtet werden, da für fast alle Versuche der Tabelle A1.1 ohnehin die Zugbeanspruchungen maßgebend sind. Die Grenzbewehrung (Definition s. Abschn. A2.3 (3)) liegt in

*4m
DAFStb*

fast allen Fällen über der vorhandenen Bewehrung. Für einen Querschnitt mit $\beta_s = 25 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_s = 420 \text{ N/mm}^2$ beispielsweise liegt die Grenzbewehrung den ACI-Annahmen nach bei 2,58 %.

Berechnungen, in denen die Grundfallversuche aus Tabelle A1.1 sowohl nach der DIN 1045 als auch nach dem ACI-Standard (in beiden Fällen unter Beachtung auch der Möglichkeit eines rechnerischen Druckbruches) ermittelt und zueinander ins Verhältnis gesetzt wurden, führten auf einen Mittelwert dieser Verhältniswerte von $(m_{u,DIN}/m_{u,ACI})_m = 1,0003 \approx 1,00$. Der Variationskoeffizient lag bei Wertung aller Versuche bei $v_o = 0,042$ und bei Wertung nur der Versuche zwischen der 5 %- und 95 %-Fraktilengrenze bei $v = 0,018$.

Sofern die in der Literatur vorgeschlagenen und im Abschnitt 5.2 dieser Arbeit dargestellten Verfahren zur Berechnung von Durchstanztraglasten auf Biegetragfähigkeitsanalysen zurückgreifen, ermitteln sie die örtlichen Querschnittstragfähigkeiten nicht immer auf die gleiche Weise. Neben den oben beschriebenen vier Möglichkeiten werden auch verschiedene Variationen der Gleichung (A2.2) benutzt; die Variationen bestehen im wesentlichen darin, daß der Faktor 0,59 durch Werte zwischen 0,50 und 0,60 ersetzt wird.

Angesichts der festgestellten geringen Unterschiede in den Biegebruchmomenten m_u erschien es zulässig und sinnvoll, bei den Versuchsnachrechnungen nach verschiedenen vorgeschlagenen Theorien (im Abschn. 5.3) das Moment m_u - sofern erforderlich - einheitlich nach der DIN 1045 zu berechnen. Dies diene nicht nur der Arbeitserleichterung, sondern eliminierte auch die hier nicht interessierenden Unterschiede in den Annahmen zu den biegetheoretischen Ansätzen und erlaubte es somit besser, die den Verfahren zugrunde liegenden Grundgedanken zu beurteilen.

Anhang A3m/F-Beziehungen für Flachdecken und Fundamente nach der Elastizitätstheorie

Der vorliegende Anhang A3 ergänzt die Erörterung der Elastizitätstheorie (E-Theorie) im Abschnitt 4.3. Er beschreibt und erläutert die allgemein üblichen sowie die speziellen für die Berechnung von Flachdecken und Fundamenten in der vorliegenden Arbeit gewählten Annahmen der Elastizitätstheorie dünner Platten. Unter Verwendung dieser Annahmen werden geschlossene Lösungen der m/F-Beziehungen (m = maßgebendes Biegemoment unter der Stützenlast F) abgeleitet, tabellarisch dargestellt und zur Bestätigung ihrer Brauchbarkeit den Ergebnissen von FEM-Berechnungen gegenübergestellt.

A3.1 Allgemeine Annahmen zur Elastizitätstheorie

Es wird angenommen, daß die Voraussetzungen der klassischen Biegetheorie dünner elastischer Platten gelten:

- Die Plattendicke ist klein gegenüber den anderen Plattenabmessungen.
- Die Durchbiegungen sind klein gegenüber der Plattendicke.
- Der Einfluß von Schubspannungen und von senkrecht zur Plattenmittelfläche wirkenden Normalspannungen ist hinsichtlich der Formänderungen vernachlässigbar.
- Die Belastung erfolgt ausschließlich senkrecht zur Plattenmittelfläche.
- Formänderungen gehen vollständig wieder zurück, wenn ihre Ursache beseitigt ist (Elastizität).

Darüber hinausgehend wird für die zur Schnittgrößenermittlung erforderlichen Formänderungsberechnungen angenommen:

- Der Werkstoff ist isotrop (bezüglich aller Richtungen gleichartig) und linear elastisch (das Hookesche Gesetz gilt).

Die Abweichungen zwischen den unter diesen Annahmen ermittelten und den tatsächlichen Momenten, resultieren im wesentlichen aus der letztgenannten Annahme isotropen, linear elastischen Werkstoffverhaltens. Es werden zur Schnittgrößenermittlung nicht die Momenten/Krümmungs-Beziehungen verwendet, die sich aus den vergleichsweise wirklichkeitsnahen, im Abschn. 4.2 bzw. im Anhang A2 beschriebenen und für die dortigen Querschnittsanalysen auch verwendeten Arbeitslinien des Stahls und des Betons ergeben, sondern es wird statt dessen mit linearen Momenten/Krümmungs-Linien gerechnet, die der Annahme gleichkommen, beide Werkstoffe wiesen gleichartige und unbegrenzt lineare Spannungs/Dehnungs-Beziehungen auf. Der Quotient aus Moment und Krümmung wird damit - konstante Plattendicke einmal vorausgesetzt - von der Belastung und der Querschnittsausbildung unabhängig und hat infolgedessen keinerlei Bedeutung mehr für die Schnittgrößenermittlung.

Diese Arbeitsweise vereinfacht zwar das Berechnungsverfahren erheblich, da aufwendige Iterationsverfahren mit Variationen von last- und ortsabhängigen Momenten/Krümmungs-Quotienten vermieden werden, alle Wirkungen jedoch aus nichtlinearem und plastischem Werkstoffverhalten, aus der allgemeinen orthogonalen Bewehrungsführung mit unterschiedlichen Bewehrungsmengen und statischen Nutzhöhen je nach Ort und Schnittrichtung und aus Rißbildungen finden somit keine Berücksichtigung. Momentenumlagerungen vom hochbeanspruchten Stützenbereich in die weniger beanspruchten Feldbereiche werden folglich ebensowenig erfaßt wie die Drucknormalkräfte, die infolge starker Rißbildungen im Stützenbereich von Flach- und Pilzdecken entstehen und die vorstellungsmäßig

- A3 . 3 -

mit den Druckkräften zu vergleichen sind, die beim Versuch entstehen, zwei Schwingtüren durch eine etwas zu kleine Öffnung zu drücken.

Fast alle in der praktischen Bauingenieurtätigkeit zur Schnittgrößenermittlung verwendeten Formelsammlungen und Tabellenwerke basieren auf den hier angenommenen Voraussetzungen. Da diese auch dem im Heft 240 /2/ des DAfStb vorgeschlagenen Näherungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung an Flach- und Pilzdecken zugrunde liegen, ist sogar der enge Bezug zu den DIN-Vorschriften gewahrt.

A3.2 Spezielle Annahmen zur Biegemomentenermittlung bei Flachdecken und Fundamenten

Als rechnerische Biegebruchlast nach einer elastizitätstheoretischen Untersuchung wird üblicherweise die Last bezeichnet, unter der am höchstbeanspruchten Ort des untersuchten Tragwerkes die örtliche Biegetragfähigkeit gerade erschöpft ist. Es ergibt sich aus der Untersuchung selbst, welcher Ort der höchstbeanspruchte ist.

Bei Platten der in dieser Arbeit zu untersuchenden Art kann aus zwei Gründen nicht streng in der beschriebenen Weise vorgegangen werden.

- Der höchstbeanspruchte Ort liegt stets innerhalb oder zumindest am Rande des Stützenanschlusses, d. h. genau in einem Krafteinleitungsbereich, für den die Annahmen der Biegetheorie naturgemäß nur sehr bedingt zutreffen und in dem nicht mehr eindeutig festliegt, welche statische Nutzhöhe der Ermittlung der örtlichen Biegetragfähigkeit zugrunde zu legen ist.
- Der Momentenverlauf in dem genannten Bereich und damit auch der Betrag des Maximalmomentes sind in hohem Maße davon abhängig, wie der Stützenanschluß im statischen System

simuliert wird. Möglich sind beispielsweise eine punktförmige Lagerung in der Stützenmitte, gelenkige oder eingespannte Lagerungen am Stützenrand, gefederte punktförmige oder flächige Lagerungen oder der Ersatz jeder Lagerung durch eine in einer bestimmten Weise - z. B. gleichmäßig über die Stützenanschlußfläche - verteilte Gegenlast vom Betrag der erwarteten Stützenkraft. Untersuchungen hierzu findet man u. a. in /43/ und /208/.

Beide genannten Probleme lassen sich am geeignetsten umgehen, indem man nicht das Maxiamlmoment, sondern entsprechend DIN 1045, 15.4.1.2 das Anschnittsmoment zur Stütze als maßgebend ansieht.

Wie Vergleichsrechnungen zeigten, ist das Anschnittsmoment für alle als sinnvoll anzusehenden Simulationen des Stützenanschlusses größenordnungsmäßig gleich. Im Hinblick auf das derzeit gültige Normenwerk erschien es deshalb sinnvoll, die Ansätze zu übernehmen, die nach /68/ bei der Entwicklung der Tabellen des Heftes 240 /2/ im dortigen Abschn. 3.4 zur Schnittgrößenermittlung in Flachdecken zugrunde gelegt wurden. Die Stützenlasten wurden dementsprechend durch gleichmäßig über die Anschlußfläche verteilte Gegenlasten ersetzt.

Um auch hinsichtlich weiterer Annahmen den Bezug zu den derzeitigen Bauvorschriften zu wahren, wurde, wie im Heft 240, mit konstanter Plattensteifigkeit über die gesamte Plattenfläche und mit einer Querdehnungszahl von $\mu = 0,20$ gerechnet, und es wurde von quadratischen Stützenquerschnitten ausgegangen, in die ggf. kreisförmige Querschnitte flächengleich umzurechnen sind.

Diese Annahmen wurden auch für die Schnittgrößenermittlung von Fundamenten übernommen, obgleich hier das Heft 240 eine grundsätzlich andere Methode zur Biegebemessung vorsieht. Da diese sich jedoch nicht streng an die Elastizitätstheorie hält, sei hier auf eine weitere Erörterung verzichtet.

- A3 . 5 -

Zusammenfassend sei festgehalten:

- Das maßgebende Moment m ist das Anschnittsmoment in der Kantenmitte zu einem quadratisch angenommenen Stützenanschluß.
- Kreisförmige Stützenquerschnitte werden rechnerisch durch flächengleiche quadratische Querschnitte ersetzt.
- Die Stützenlasten werden als gleichmäßig über die Stützenanschlußfläche verteilte Gegenlasten angesetzt.
- Die Plattensteifigkeit ist über die gesamte Plattenfläche konstant.
- Die Querdehnungszahl (Poisson'sche Konstante) beträgt $\mu = 0,20$.

A3.3 Grundsätzliche Vorgehensweise

Für die durchzuführenden Versuchsnachrechnungen war es wünschenswert, die gesuchten Beziehungen zwischen den Stützenlasten F und den maßgebenden Anschnittsmomenten m in geschlossenen Lösungen darzustellen. Da entsprechende exakte Lösungen für einige der zu untersuchenden Systeme der Versuchskörper gar nicht bzw. nur unter unzumutbar großem mathematischen Aufwand zu gewinnen gewesen wären, wurde folgender Näherungsweg beschritten.

Mit Berechnungen nach der FEM-Methode (Finite-Element-Methode, Annahmen s. Abschn. A3.1 und A3.2) wurden die gesuchten m/F -Beziehungen für alle in Frage kommenden statischen Systeme ermittelt. Dabei wurde sowohl der Lastfall reiner Stützennormalkraft ($F \neq 0$, $M = 0$) als auch der reinen Stützenbiegebeanspruchung ($F = 0$, $M \neq 0$) untersucht, und die Stützenform (rund oder quadratisch) und die Stützenabmessungen (in drei Stufen) wurden variiert. Die Ergebnisse wurden tabellarisch aufgetragen (s. Tabelle A3.1, Zeile 8, 12 u. 16).

Die Grundstruktur der Näherungsansätze wurde aus der bekannten und vergleichsweise einfachen geschlossenen Lösung für einen kreisförmigen Plattenausschnitt abgeleitet. Aus den in /137/ und /138/ für die zwei interessierenden Lastfälle angegebenen Lösungen ergab sich nach Streichung der Glieder, die bei den praxisüblichen Abmessungen vernachlässigbar waren, folgender allgemeiner Ansatz:

$$m = F \cdot (k_1 - k_2 \cdot \ln(c_q / \ell_M)) + M \cdot k_3 / c_q \quad (A3.1)$$

Die Freiwerte k_1 , k_2 und k_3 sowie die für die Biegebetrachtung rechnerisch anzusetzende Plattenlänge ℓ_M waren aus dem Vergleich mit den Ergebnissen der o. g. FEM-Berechnungen zu bestimmen.

A3.4 m/F-Beziehungen

Einheitlich für alle statischen Systeme ergab sich $k_2 \approx 0,0955$ ($= 0,30/\pi$, wie bei der geschlossenen Lösung für Kreisplatten) und $k_3 \approx 0,21$. Der letzte Freiwert k_1 wurde so festgelegt, daß die rechnerische Plattenlänge ℓ_M in den Fällen kreisförmiger Platten gleich den Plattendurchmessern ℓ_A , ℓ_F oder ℓ_E wurde. Damit ergab sich:

$$m = F \cdot (k_1 - 0,0955 \cdot \ln(c_q / \ell_M)) + M \cdot 0,21 / c_q \quad (A3.2)$$

Die Größen k_1 und ℓ_M können den Zeilen 4 und 6 der Tab. A3.1 entnommen werden. In Zeile 4 ist die Gleichung (A3.2) für den Fall zentrischer Beanspruchung ($M=0$) für die verschiedenen statischen Systeme angegeben. Die zugehörigen Rechenergebnisse in den Zeilen 9, 13 u. 17 der Tab. A3.1 zeigen gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der FEM-Berechnungen in den Zeilen 8, 12 u. 16.

Der Vergleich der ℓ_M -Werte in Zeile 6 der Tabelle A3.1 für vollständige Flachdecken (Spalte 1) und für Flachdeckenausschnitte (Spalte 2 bis 4) ist sehr aufschlußreich, insbe-

sondere im Hinblick auf die Überlegungen zur Wahl geeigneter Versuchskörper nach Abschn. 3.4.2(2):

- Die Übereinstimmung der k_1 -Werte ($k_1 = 0,0159$) zeigt, daß hinsichtlich der Biegebeanspruchung der übliche Ersatz vollständiger Flachdeckensysteme durch Deckenausschnitte im Versuch statthaft ist.
- Der Vergleich der rechnerischen Plattenlängen ℓ_M führt zu dem Schluß, daß vollständige Deckensysteme dann durch Deckenausschnitte gleichwertig ersetzt sind, wenn beispielsweise kreisförmige Ausschnitte einen Durchmesser von 0,46 der Deckenstützweite aufweisen. Dieser Durchmesser beschreibt recht genau den Kreis, auf dem die Momentennullpunktlinie einer gleichmäßig belasteten Flachdecke den Stützenanschluß umläuft.

Für den zentrischen Lastfall ($F \neq 0$, $M = 0$) läßt sich die mit Gleichung (A3.2) beschriebene Abhängigkeit der Stützenlast F von einem vorgegebenen Anschnittsmoment m zur Verdeutlichung auch näherungsweise in folgender Form darstellen:

$$F = m \cdot k_4 \cdot (1 + k_5 \cdot c_q / \ell_M) \quad (\text{A3.3})$$

Die für die verschiedenen statischen Systeme unterschiedlichen Freiwerte k_4 und k_5 gehen aus Tab.A3.1 hervor, wo die Gleichung (A3.3) in Zeile 5 mit eingefügten k_4 - und k_5 -Werten angegeben ist. Die rechnerische Plattenlänge ℓ_M ist unverändert entsprechend Zeile 6 der Tabelle definiert. Die Rechenergebnisse in den Zeilen 10, 14 und 18 bestätigen die Brauchbarkeit auch dieser Näherungen für Platten üblicher Abmessungsverhältnisse.

In der vorliegenden Arbeit werden die Biegebeanspruchungen bzw. -tragfähigkeiten ausschließlich nach Gl.(A3.2) berechnet. Dabei wird bei den Versuchen an rechteckigen Platten (s. hierzu Tab. A1.1, Spalte 20) die Abweichung von der vorausgesetzten quadratischen Plattenform dadurch be-

rücksichtigt, daß als Plattenlänge die Länge der größeren Rechteckseite der Platte angesetzt wird.

1	stat. System										
2				vollst. Flachd. (Ind. "D")	Flachdeckenausschnitt (Index "A")			Einzelfundament (Index "F")		eingesp. Platte)* (Index "E")	
3	Gleichungen m/F = ..	FEM-Ber.	(1)	Heft 240 bzw. 129/68 FEM-Berechnungen							
4		G1.(A3.2)	(2)	$+0,0159 - 0,0995 \cdot \ln \frac{c}{l_M}$				$-0,0477 - 0,0955 \cdot \ln \frac{c}{l_M}$		$-0,0637 - 0,0955 \cdot \ln \frac{c}{l_M}$	
5		G1.(A3.3)	(3)	$\frac{1}{2,65 \cdot (1 + 6 \cdot c / l_M)}$				$\frac{1}{1,90 \cdot (1 + 20 \cdot c / l_M)}$		$\frac{1}{2,00 \cdot (1 + 22 \cdot c / l_M)}$	
6	l_M zu	(2) und (3)		$0,46 \cdot l_D$	l_A	l_A	$0,80 \cdot l_A$	l_F	$1,13 \cdot l_F$	l_E	$1,13 \cdot l_E$
7	Zahlenwerte m/F = ..	kleine Stütze		$\frac{c}{l_D} = 0,050$	$\frac{c}{l_A} = 0,113$	$\frac{c}{l_A} = 0,100$	$\frac{c}{l_A} = 0,100$	$\frac{c}{l_F} = 0,113$	$\frac{c}{l_F} = 0,100$	$\frac{c}{l_E} = 0,113$	$\frac{c}{l_E} = 0,100$
8			(1)	0,224	0,222	0,226	0,212	0,160	0,187	0,144	0,163
9			(2)	0,228	0,224	0,236	0,214	0,161	0,184	0,145	0,168
10			(3)	0,228	0,225	0,236	0,216	0,161	0,190	0,143	0,170
11		mittlere Stütze		$\frac{c}{l_D} = 0,075$	$\frac{c}{l_A} = 0,169$	$\frac{c}{l_A} = 0,150$	$\frac{c}{l_A} = 0,150$	$\frac{c}{l_F} = 0,169$	$\frac{c}{l_F} = 0,150$	$\frac{c}{l_E} = 0,169$	$\frac{c}{l_E} = 0,150$
12			(1)	-	0,186	0,187	0,173	0,124	0,148	0,108	0,125
13			(2)	0,189	0,186	0,197	0,176	0,122	0,145	0,106	0,129
14			(3)	0,191	0,187	0,199	0,178	0,120	0,144	0,106	0,127
15		große Stütze		$\frac{c}{l_D} = 0,100$	$\frac{c}{l_A} = 0,226$	$\frac{c}{l_A} = 0,200$	$\frac{c}{l_A} = 0,200$	$\frac{c}{l_F} = 0,226$	$\frac{c}{l_F} = 0,200$	$\frac{c}{l_E} = 0,226$	$\frac{c}{l_E} = 0,200$
16			(1)	0,160	0,156	0,160	0,146	0,095	0,121	0,079	0,098
17			(2)	0,162	0,158	0,169	0,148	0,094	0,118	0,079	0,101
18			(3)	0,164	0,160	0,171	0,151	0,095	0,116	0,084	0,102

Tabelle A3.1: m/F-Beziehungen nach 3 Berechnungsmethoden (Gleichungen und Rechenergebnisse für ausgewählte c_q/l -Verhältnisse)

*) eingespannte Platten der Vollständigkeit halber mit angegeben.

Anhang A4Traglasten F_{uM} von Flachdecken und Fundamenten nach der Fließgelenklinientheorie

Der vorliegende Anhang A4 ergänzt die Erörterung der Fließgelenklinientheorie im Abschnitt 4.3. Die Grundgedanken der Theorie sind dort bereits geschildert. Nachfolgend werden die speziellen für diese Arbeit gewählten Annahmen genannt und hiermit die rechnerischen Traglasten F_{uM} ermittelt.

Zur Berechnung der Traglast F_{uM} wird die untersuchte Platte durch klaffende Risse (Fließgelenklinien) in der Weise in einzelne, in sich starre Teile zerlegt, daß sich diese Teile nach Art einer kinematischen Kette gegeneinander oder um Auflagerlinien verdrehen können. Sofern sich aus dieser Bedingung die Lage der Gelenklinien nicht bereits eindeutig ergibt, können Freiwerte zur Beschreibung ihrer genauen Lage eingeführt werden. Die Traglast wird aus den Gleichgewichtsbedingungen der einzelnen Plattenteile oder aus der Arbeitsgleichung des Gesamtsystems (Prinzip der virtuellen Verrückungen) ermittelt. Die genannten, eventuell eingeführten Freiwerte zur Lagebeschreibung von Gelenklinien lassen sich aus der Bedingung ermitteln, daß die Traglast einen Maximalwert erreichen soll.

Als in den Fließgelenklinien wirksames Plattenbiegemoment wird stets das größte mögliche Moment, also das Biegebruchmoment m_u , angesetzt. Dies ist sicher mit einer der Gründe dafür, daß die im englischsprachigen Raum als "Yield-Line-Theory" verbreitete Fließgelenklinientheorie in älteren deutschen Veröffentlichungen auch als "Bruchlinientheorie" bezeichnet wird.

Auf eine weitere eingehende Beschreibung der Fließgelenklinientheorie (Theoreme, Berechnungsmethoden, Rechenhilfen, Ergebnisse) muß im Rahmen dieser Arbeit verzichtet werden. Hierzu sei auf die umfangreiche Literatur verwiesen. Die Grundlagen sind beispielsweise in /95/, /102/ und /179/ ausführlich beschrieben, und in Anhang 1 zu /52/ sind die Traglasten zu einigen für das Durchstanzen interessierende statische Systeme angegeben.

Da die erforderlichen Gleichungen zur Berechnung der gesuchten Traglasten nicht zu allen zu untersuchenden statischen Systemen in der Literatur vorzufinden waren, wurden vorsorglich die Traglasten aller in Frage kommenden Systeme unter einheitlichen vereinfachenden Annahmen neu berechnet. Diese Annahmen sind:

- Alle Platten sind isotrop, d. h. die Bruchmomente beider orthogonal vorausgesetzten Bewehrungsrichtungen sind gleich groß, so daß sich für alle Schnitte in beliebiger Richtung gleich große Biegebruchmomente ergeben.
- Das Biegebruchmoment m_u wird mit den Werkstoffarbeitslinien und Bruchkriterien der DIN 1045 berechnet (vergl. Abschn. 4.2)
- Die Biegetragfähigkeit ist über die gesamte Platte konstant, Bewehrungsverstärkungen im engsten Stützenbereich beispielsweise werden nicht berücksichtigt.

Die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall sind in Tabelle A4.1 zusammengestellt. Auf Untersuchungen zum exzentrischen Lastfall (Stützenkopfmoment) wurde verzichtet.

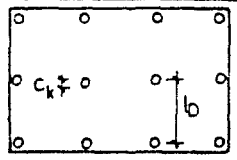
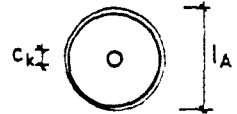
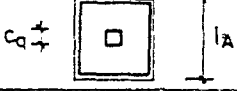
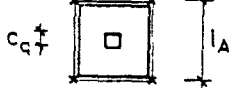
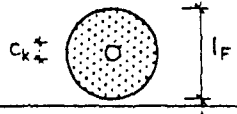
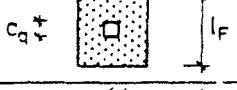
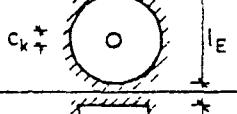
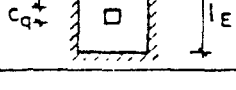
stat. System		F_{uM}
	vollständige Flachdecke (Index "D")	$F_{uM} = (m_u + m_u') \cdot 2 \cdot \pi \cdot (1 + 4 \cdot c_k / l_D)$
	Flachdecken- ausschnitt (Index "A")	$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi \cdot (1 - c_k / l_A)$
		$F_{uM} = m_u \cdot 8 \cdot (1 / (1 - c_q / l_A) - 0,172)$
		$F_{uM} = m_u \cdot 8 / (1 - c_q / l_A)$
	Fundament (Index "F")	$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi / (0,667 - c_k / l_F)$
		$F_{uM} = m_u \cdot 2 \cdot \pi / (0,667 - c_q / l_F)$
	eingespannte Platte) (Index "E")	$F_{uM} = (m_u + m_u') \cdot 2 \cdot \pi / (1 - c_k / l_E)$
		$F_{uM} = (m_u + m_u') \cdot 8 \cdot (1 / (1 - c_q / l_E) - 0,172)$

Tabelle A4.1: Traglasten F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie

) * eingespannte Platten der Vollständigkeit halber mit angeben.

Übersicht:

AS.1

- II -

Diss. 3.2

Abschn. 5.2

Tab. 5.1
Seite

Seite

5. Vorliegende Berechnungsmethoden zum Grundfall des Durchstanzens	62
5.1 Allgemeines zum Grundfall des Durchstanzens	62
5.1.1 Definitionen und Bezeichnungen	62
5.1.2 Besonderheit bei Fundamenten (Beiwert α_F)	63
5.1.3 Versuchsdaten	64
5.2 Beschreibung der Berechnungsvorschläge	65
AS 5.2.1 Allgemeines	65 AS.1
AS 5.2.2 Hognestad /175/	66
5.2.3 Elstner u. Hognestad /38/	68
5.2.4 Whitney /165/	68
5.2.5 Kinnunen und Nylander /84/	69
5.2.6 Ausführlicher Ansatz von Moe /111/	73
5.2.7 Näherungsansatz von Moe /111/	75
5.2.8 Reimann /129/	76
5.2.9 Yitzhaki /167/	78
5.2.10 Long und Bond /97/	80
5.2.11 Wantur /162/	81
5.2.12 Anis /16/	82
5.2.13 Herzog /70/	83
5.2.14 Narasimham /114/	84
5.2.15 Regan /126/	85
5.2.16 Masterson /108/	86
5.2.17 Long /96/	86
5.2.18 Marti, Ritz und Thürlimann /104/ und /105/	87
5.2.19 Braestrup /22/	89
5.2.20 Petcu, Stanculescu und Pancaldi /119/ und /121/	90
5.2.21 Van der Beukel /21/	92
5.2.22 Ausführlicher Ansatz von Nölting /88/	94
5.2.23 Näherungsansatz " " /88/	97
5.2.24 Schubtragfähigkeitsnachweis der DIN 1045 /11/	98
5.2.25 Schubtragfähigkeitsnachweis der CEB-Mustervorschrift /17/	100
5.2.26 Schubtragfähigkeitsnachweis des ACI-Standard 318-1977 /102/	102
5.2.27 Schubtragfähigkeitsnachweis der britischen CP 110 /103/	103
5.3 Versuchsnachrechnungen	104

- A 5.2 -

- 65 -

A 5.2Anhang A 5

.DR 1 u 6
 .DR 2 u 3
 .DR 3 u 1
 .DL 3

5.2 Beschreibung der Berechnungsvorschläge zur Traglastbestimmung und zum Bruchsicherheitsnachweis beim Grundfall
 global: C; u u 5.2.; u u A 5.

5.2.1 Allgemeines

Der vorliegende Anhang ergänzt den Abschnitt 5.2, indem die dort u.a. in Tab. 5.1 in Kurzform vorgestellten Berechnungsverfahren nachfolgend ausführlich erläutert werden. In den nachfolgenden Abschnitten werden zunächst Abschnitte 5.2.2 bis 5.2.23 zu allen vorgefundenen Vorschlägen zur Berechnung von Traglasten, die den Verfahren zugrunde liegenden Vorstellungen, die getroffenen Annahmen und - soweit als möglich - die bei der Anwendung des Verfahrens durchzuführenden Berechnungsschritte beschrieben. Die Verfahren werden chronologisch geordnet nach dem Datum ihrer ersten Veröffentlichung vorgestellt. Eine Gliederung nach sachlichen Gesichtspunkten, in die sich alle Verfahren einpassen lassen, ist nur schwerlich zu finden und hätte den Nachteil, die historische Entwicklung zu verdecken.

Im Anschluß an die Beschreibung der Traglastberechnungsverfahren wird exemplarisch über einige nationale und internationale Bauvorschriften Abschnitte 5.2.24 bis 5.2.27 berichtet. Dabei werden nur die üblicherweise als "Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen" bezeichneten Schubsicherheitsnachweise besprochen (zulässige Last $= F_{aQ}$). Vom Umfang dieser Arbeit her ist es nicht möglich, auch über die in den jeweiligen Vorschriften angegebenen Verfahren zum "Nachweis der Biegetragfähigkeit" der Stützenbereiche von Flachdecken und Fundamenten zu berichten und diese Verfahren für Versuchsnachrechnungen aufzubereiten (zulässige Last $= F_{aM}$). Bei der Beurteilung der Vorschriften im Abschnitt 6 ist deshalb zu beachten, daß die Versuchsnachrechnungen allein den Schubsicherheitsnachweis berücksichtigen, während der in manchen Fällen eventuell maßgebende Biegetragfähigkeitsnachweis nicht durchgeführt ist.

Lediglich für die DIN 1045 ist es zur Beurteilung und Erarbeitung von Änderungsvorschlägen im Abschnitt 7 unerlässlich, das aus ihr resultierende Sicherheitsniveau ohne Einschränkungen offenzulegen. Für die DIN 1045 werden des-

AS-3

- 86 -

~~halb~~ im Abschnitt 7 Versuchsnachrechnungen unter Einschluß des Biegetragfähigkeitsnachweises nachgeholt.

Bei der nachfolgenden Beschreibung der Berechnungsverfahren wird darauf verzichtet, die Berechnungsgleichungen in der Form und mit den Größen, Bezeichnungen und Einheiten der Originalfassungen wiederzugeben. Die Verfahren werden der erwünschten Vergleichbarkeit wegen in einheitlicher Form und mit den Parametern nach Abschnitt 5.1 vorgestellt. Die Faktoren zur Umrechnung von MKS-Einheiten oder britisch-amerikanischen Einheiten und in SI-Einheiten sind bei den Bezeichnungserläuterungen im Vorspann dieser Arbeit angegeben.

Die Bezeichnung der Gleichungen wurde so gewählt, daß die Zahl nach dem Punkt stets der Nummer des Unterabschnittes innerhalb des ~~Abschnittes~~ ^{Abkürzung AS} 5.2 entspricht. So ist beispielsweise Gleichung (5.16a) im Abschn. ^{AS-}~~5.2~~.16 zu finden. Innerhalb eines Unterabschnittes unterscheiden sich die Gleichungsbezeichnungen nur durch angehängte Kleinbuchstaben a, b, c, etc..

5.2.2 Hognestad ⁽⁷³⁾, Chicago (Illinois, USA), 1953

Die älteste, aus Ergebnissen von Versuchsnachrechnungen entwickelte Berechnungsmethode zur Traglastbestimmung von Flachdecken und Fundamenten stammt von Hognestad.

Ausgehend davon, daß letztlich Schubbeanspruchungen in der Betondruckzone unmittelbar am Stützenanschluß für das Durchstanzen maßgebend sind, führt er einen Schnitt direkt um den quadratisch vorausgesetzten Stützenanschluß. Als wirksame Höhe für die gleichmäßig verteilt angenommenen Schubspannungen in diesem Schnitt setzt er jedoch nicht, wie es folgerichtig wäre, die Druckzonenhöhe, sondern in Anlehnung an die US-Stahlbetonbestimmungen für schubbeanspruchte Balken den Hebelarm der inneren Kräfte ($z \approx 7/8 \cdot h$) an.

A5-4
- 67 -

Damit ist

$$F_u = \tau_u \cdot 4 \cdot c_q \cdot 7/8 \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.2a)$$

Bodenpressungen, die innerhalb eines Quadrates der Kantenlänge $c_q + 2 \cdot h$ angreifen, werden für die Ermittlung der Schubbeanspruchungen als nicht wirksam angesehen.

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q + 2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (5.2b)$$

Empirisch erhält Hognestad aus der Auswertung der Versuche von Richart /133/ die Bruchschubspannung als

$$\tau_u = (0,035 + 0,07 \cdot F_{uM} / F_u) \cdot \beta_C + 0,896 \quad (5.2c)$$

Mit den Quotienten aus der rechnerischen Biegebruchlast (F_{uM} , ermittelt nach der Fließgelenklinientheorie, vergl. Anhang A4) und der tatsächlich erwarteten Bruchlast (F_u) berücksichtigt Hognestad zum einen die unterschiedlichen statischen Systeme von Flachdecken und Fundamenten und die unterschiedlichen Plattenabmessungen, zum anderen den Grad der beim Bruch vorhandenen, die Schubtragfähigkeit mindernden Biegebeanspruchung. Tritt der Bruch weit vor dem Erreichen der theoretischen Biegebruchlast ein (z. B.: $F_u = 0,5 \cdot F_{uM}$, es folgt $F_{uM} / F_u = 2,0$), so ist mit einer höheren aufnehmbaren Schubspannung τ_u zu rechnen, als wenn der Bruch erst annähernd unter der rechnerischen Biegebruchlast eintritt ($F_u \approx 1,0 \cdot F_{uM}$, es folgt $F_{uM} / F_u \approx 1,0$).

Will man τ_u nicht iterativ sondern in einem geschlossenen Ansatz ermitteln, so sind α_F und τ_u in Gleichung 5.2a einzusetzen. Als Lösung der sich ergebenden quadratischen Gleichung erhält man dann

$$\tau_u = \frac{1}{2} \cdot \tau_{uo} + \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \tau_{uo}^2 + 0,07 \cdot \beta_C \cdot F_{uM} / (A_F \cdot \alpha_F)} \quad (5.2d)$$

$$\text{mit } \tau_{uo} = 0,035 \cdot \beta_C + 0,896$$

$$\text{und } A_F = 4 \cdot c_q \cdot 7/8 \cdot h$$

5.2.3 Elstner u. Hognestad /38/, Chicago (Illinois, USA), 1956

Hognestad hatte die im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Berechnungsvorschrift, wie erwähnt, allein aus Versuchsnachrechnungen von Fundamentversuchen abgeleitet. Um mehr Gewißheit über die Anwendbarkeit des Verfahrens für Flachdecken zu haben, führte er zusammen mit Elstner eigene Versuche an Flachdeckenausschnitten durch. Mit den Ergebnissen dieser Versuche verbesserten Elstner und Hognestad den Ansatz für die rechnerische Bruch Schubspannung:

$$\tau_u = 2,30 + 0,046 \cdot \beta_C \cdot F_{uM}/F_u \quad (5.3a) \quad \checkmark$$

Nach entsprechender Umformung wie von Gl. (5.2c) zu Gl. (5.2d) folgt:

$$\tau_u = 1,15 + \sqrt{1,15^2 + 0,046 \cdot \beta_C \cdot F_{uM}/(A_Q \cdot \alpha_F)} \quad (5.3b) \quad \checkmark$$

5.2.4 Whitney /165/, New York (USA), 1958

Whitney wertete ebenfalls die Versuche von /133/ und /38/ aus. Er stellte eine Abhängigkeit zwischen den Versuchsbruchlasten und dem bezogenen Plattenbiegebruchmoment m_u/h^2 sowie der Plattenschlankheit $\lambda_W = a_W/h$ (Index W wie Whitney) fest. Den Hebelarm a_W der Lasten bezogen auf den Plattenanschnitt definiert er für die nachzurechnenden quadratischen Flachdeckenausschnitte und Fundamente als

$$a_{WA} = (\ell_{Aq} - c_q) \cdot 0,50 \quad (\text{Flachdeckenausschnitt}) \quad (5.4a) \quad \checkmark$$

$$a_{WF} = (\ell_F - c_q) \cdot 0,25 \quad (\text{Fundamente}) \quad (5.4b) \quad \checkmark$$

Die beste Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und rechnerischer Bruchlast erhielt Whitney unter Ansatz der vollen statischen Nutzhöhe als wirksame Höhe h bei einer quadratischen Schnittführung im Abstand $h/2$ um den quadratisch vorausgesetzten Stützenanschluß.

$$F_u = \tau_u \cdot 4 \cdot (c_q + h) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.4c)$$

Die innerhalb des umlaufenden Schnittes angreifenden Bodenpressen betrachtet Whitney als nicht wirksam für die Schubbeanspruchung:

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q + h)^2 / A_F} \quad (5.4d)$$

Die Bruchschubspannung gibt er an als

$$\tau_u = 0,690 + 0,75 \cdot m_u / h \cdot 1 / \sqrt{\lambda_w} \quad (5.4e)$$

5.2.5 Kinnunen und Nylander /84/, Stockholm (Schweden) 1960

Kinnunen und Nylander leiteten als erste aus Versuchsbeobachtungen ein Modell ab, mit dem sich der Stützenbereich von Flachdecken in vergleichsweise einfacher Form erfassen läßt. Hieraus entwickelten sie unter Verwendung einiger ergänzender Annahmen eine mechanisch begründete Methode zur Traglastbestimmung.

Das Verfahren fand in der Fachwelt, speziell in den CEB-Kommissionen, starke Beachtung. Reimann /129/ berichtete in deutscher Sprache ausführlich über das Verfahren, stellte seine Ableitung dar und äußerte sich kritisch zu einigen der Annahmen. Bemessungshilfen und Beschreibungen des Berechnungsganges finden sich unter anderem in den Heften von Schaeidt e.a. /139/ und von Leonhardt /91(c)/.

Bild ^A5.2 zeigt das von Kinnunen und Nylander verwendete Modell.

01

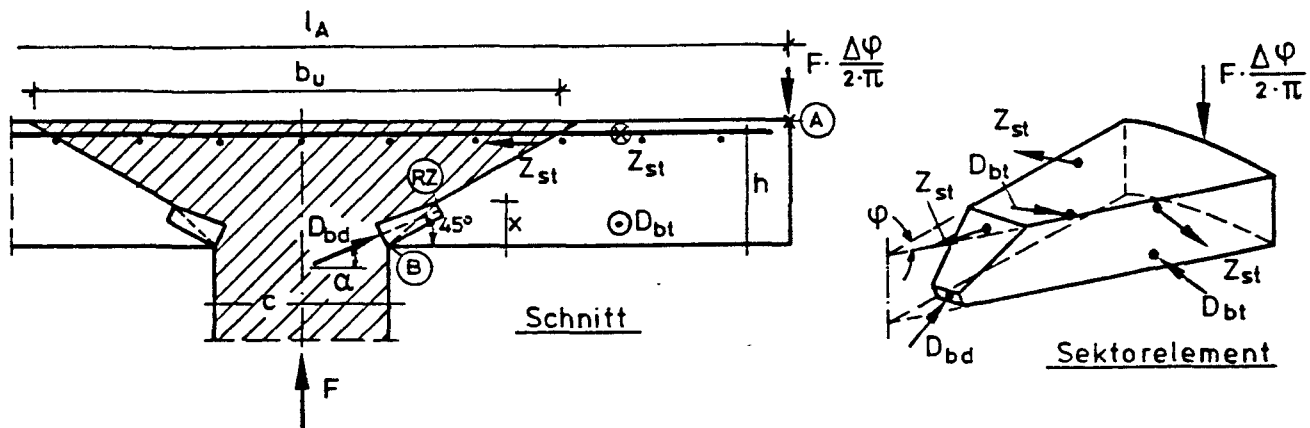


Bild 5.2: Modell des Stützenbereiches einer Flachdecke nach Kinnunen und Nylander /84/

Das Modell entspricht einem in jeder Beziehung rotationssymmetrischen Flachdeckenausschnitt, der durch Heraustrennen des Stützenbereiches annähernd entlang der nach der Elastizitätstheorie berechneten Momentennullpunktslinie entstanden zu denken ist. Entsprechend dem Reißbild des Bruchzustandes gliedert sich die Platte in den Durchstanzkegel als Fortsetzung der Stütze und einen Ring ihn umgebender in sich starrer Sektorelemente. Die Begrenzungen der Teilstücke entsprechen dem geneigten Bruchriß bzw. den Radialrissen. Die Verbindung zwischen den Sektorelementen und dem Durchstanzkegel besteht aus einer gedrückten Kegelschale, die die schrägen Betondruckkräfte (D_{bd}) überträgt, und dem Anteil der Biegezugbewehrung, die den Bruchriß kreuzt (Z_{sr}). Die Verbindung zwischen den Sektorelementen untereinander wird durch die tangentialen Kräfte der Betondruckzone (D_{bt}) und der Biegezugbewehrung (Z_{st}) hergestellt.

Folgende ergänzende Annahmen lassen sich der Ableitung des Berechnungsverfahrens entnehmen:

(1.) Zur Geometrie:

- a) Die bei Belastung auftretenden Verformungen des Modells entsprechen einer Drehung der Sektorelemente um ein linienförmiges Rotationszentrum (in Bild 5.2 mit

RZ bezeichnet) in der Wurzel des Schubrisses.

- b) Die Wurzel des Schubrisses und damit die obere Ecke der Kegelschale liegt auf einer Linie, die von der einspringenden Kante des Stützenanschlusses ausgeht und unter 45° geneigt ist.
- c) Der Schubriß schneidet die Ebene der Biegezugbewehrung im Abstand der 1,8-fachen statischen Nutzhöhe h vor der Stützenkante

$$b_u = c + 2 \cdot 1,8 \cdot h \quad (5.5a)$$
- d) Die Kegelschale verjüngt sich von der einspringenden Kante aus zur Wurzel des Schubrisses in einem solchen Maße, daß die in ihr durch die geneigte Betondruckkraft erzeugte Spannung σ_K über die gesamte Höhe der Kegelschale konstant ist.

(2.) Zu den Spannungen, Dehnungen, Kräften:

- a) Die Stahlspannungen am Fuß des Schubrisses sind in radialer und in tangentialer Richtung gleich groß.
- b) Der Elastizitätsmodul des Betons beträgt

$$E_b = 35000 + 30000 \cdot (\beta_{W150}/15) \quad (5.5b)$$

- c) Die in der Kegelschale über die Höhe konstant angenommene Spannung σ_K wird zur Anpassung der Berechnungsergebnisse an die zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse proportional zur tangentialen Betonspannung im Abstand der Druckzonenhöhe x vor der Stützenkante angenommen:

$$\sigma_K = 2,35 \cdot \sigma_{bt,x} \quad (5.5c)$$

- d) Als Bruchkriterium gelten folgende Stauchungen des Betons in tangentialer Richtung:

$$\epsilon_{bt,u}(c/h \leq 2) = 3,5 \cdot (1 - 0,22 \cdot c/h) \quad (5.5d)$$

$$\epsilon_{bt,u}(c/h > 2) = 1,9 \quad (5.5e)$$

- e) Aus den Versuchsergebnissen wird abgelesen, daß sich die Tragfähigkeit um 10 % erhöht, wenn die Bewehrung nicht, wie es das rotationssymmetrische Modell voraussetzt, als radial und ringförmig, sondern, wie es allgemein üblich ist, geradlinig in zwei sich rechtwinklig kreuzende Bahnen verlegt ist.

Nach umfangreichen Rechnungen erhält man aus der Gleichgewichtsbedingung der vertikalen Kräfte

$$F_u = 1,1 \cdot \pi \cdot c \cdot x \cdot \frac{c+2x}{c+x} \cdot \sigma_K \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot (1 - \tan \alpha) \quad (5.5f)$$

$$\text{mit } \sigma_K(c/h < 2) = 81,0 \cdot (0,35 + 0,3 \cdot B_{W150}/15) \cdot (1 - 0,22 \cdot c/h) \quad (5.5g)$$

$$\text{bzw. } \sigma_K(c/h > 2) = 45,1 \cdot (0,35 + 0,3 \cdot B_{W150}/15) \quad (5.5h)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente um den Punkt A (Bild 5.2) und der Aufintegration der verformungsbedingten Betonspannungen in tangentialer Richtung zur Betondruckkraft D_{bt} erhält man nach Einsetzen von Gleichung (5.5f) eine Gleichung zur Bestimmung des Neigungswinkels α der schrägen Druckstrebe D_{bd} :

$$\left(\frac{l_A - c}{2 \cdot (h - x/3)} \cdot \tan \alpha - 1 \right) \cdot \frac{1 - \tan \alpha}{1 - \tan^2 \alpha} = 0,213 \cdot \left(1 + \frac{x}{c} \right) \cdot \ln \frac{l_A}{c + 2x} \quad (5.5i)$$

Es bedeutet eine wesentliche Rechenerleichterung und verfälscht das Endergebnis der Berechnungsmethode nur äußerst geringfügig, wenn in der vorgenannten Gleichung die Druckzonenhöhe konstant als $x = 0,3 \cdot h$ angenommen wird. Kinnunen und Nylander geben für diese Vereinfachung Diagramme zur Lösung der Gleichung (4.5i) an. In den Versuchsnachrechnungen dieser Arbeit wird ebenfalls mit dieser Vereinfachung gerechnet.

Aus der Gleichgewichtsbedingung der Momente um den Punkt B (Bild 5.2) und der Ermittlung der verformungsabhängigen Zugkräfte der radialen und tangentialen Bewehrungen (Z_{sr} bzw. Z_{st}) erhält man eine zweite Gleichung für die Bruchlast F_u :

$$F_u = 1,1 \cdot \pi \cdot b_y \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot \mu \cdot \beta_s \cdot \frac{2 \cdot h}{\ell_A - c} \cdot \left(1 - \ln \frac{\ell_A}{b_{y/u}}\right) \quad (5.5k)$$

mit b_y = Durchmesser der Kreisfläche, in der die Biegebewehrung ins Fließen gerät.

$$= 2 \cdot (h - x) \cdot (E_s / \beta_s) \cdot \psi \quad (5.5l)$$

ψ = Neigungswinkel der Sektorelemente in radialer Richtung im Bruchzustand

$$= \epsilon_{bt,u} \cdot (c/2 + x) / x \quad (5.5m)$$

b_u = Durchmesser der Schnittlinie zwischen dem Bruchriß und der Bewehrungsebene

$$= c + 3,6 \cdot h \quad (5.5n)$$

$$b_{y/u} = b_y \quad \text{für } b_y > b_u \quad (5.5o)$$

$$\text{bzw.} = b_u \quad \text{für } b_y < b_u \quad (5.5p)$$

Die zwei Gleichungen (5.5f) und (5.5k) für die zwei Unbekannten F_u und x lassen sich rechentechisch am besten iterativ lösen, indem x solange variiert wird, bis beide Gleichungen den selben Wert für F_u liefern.

5.2.6 Ausführlicher Ansatz von Moe /111/. Skokie (Illinois, USA), 1961

Moe, dessen umfangreiche Untersuchungen bereits mehrfach erwähnt wurden, wertete Versuche aus insgesamt 6 Berichten aus.

Moe ermittelt die maßgebende Schubspannung in einem Schritt direkt um den quadratisch angenommenen Stützenquerschnitt, wobei er die volle statische Nutzhöhe als wirksame Höhe ansetzt.

$$F_u = \tau_u \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.6a)$$

Bodenpressungen, die innerhalb eines Schnittes im Abstand $h/2$ um die Stütze angreifen, erzeugen keine rechnerisch anzusetzenden Schubspannungen:

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q + h)^2 / A_F} \quad (5.6b)$$

Zur Bestimmung der aufnehmbaren Bruchschubspannung τ_u geht Moe von zwei theoretischen Grenzfällen aus. Zum einen vom bereits bekannten Fall reiner Biegebeanspruchung, für den die Bruchlast F_{uM} nach der Bruchlinientheorie zu ermitteln ist, zum andern vom Fall reiner Schubbeanspruchung, für den die Biegetragfähigkeit unendlich groß angenommen wird und für den die Schubspannung entsprechend den Ergebnissen von Balkenschubversuchen als

$$\tau_{uQ} = k_1 \cdot \sqrt{\beta_C} \quad (5.6c)$$

angenommen wird. Die Konstante k_1 und die nachfolgend auftretenden Konstanten k_2 und k_3 sind Freiwerte, die Moe abschließend aus Versuchsnachrechnungen gewinnt. Die abmindernde Wirkung der tatsächlich ja nicht unendlichen Biegetragfähigkeit und den Einfluß des als bedeutsam erkannten Verhältnisses Stützendurchmesser/Plattendicke berücksichtigt Moe durch Faktoren in der allgemeinen Form

$$\tau_u = \tau_{uQ} \cdot \frac{1}{1 + k_2 \cdot F_{uQ} / F_{uM}} \cdot (1 - k_3 \cdot c_q / h) \quad (5.6d)$$

Nach Einsetzen der Ausdrücke für τ_{uQ} und F_{uQ} und Bestimmung der Konstanten aus Versuchsnachrechnungen erhält Moe

$$\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot \frac{1,245 \cdot (1 - 0,075 \cdot c_q / h)}{1 + 0,436 \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \sqrt{\beta_C} \cdot \alpha_F / F_{uM}} \quad (5.6e)$$

Diese Gleichung läßt sich umformen in

$$\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot ((1,245 \cdot (1 - 0,075 \cdot c_q / h) - 0,436 \cdot F_u / F_{uM})) \quad (5.6f)$$

Damit ist eine Form gefunden, die einen Vergleich mit den in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Berechnungsmethoden erlaubt.

5.2.7 Näherungsansatz von Moe /111/

Für die praktische Bemessung empfiehlt Moe, die theoretischen Versagensfälle Biegebruch und Schubbruch zu unterscheiden, für beide Fälle die rechnerische Traglast zu ermitteln und den geringeren der erhaltenen Werte der Bemessung zugrunde zu legen.

Die Biegebruchlast F_{uM} ist nach der Fließgelenklinientheorie zu berechnen. Für die Schubbruchlast F_{uQ} gilt weiterhin wie im ausführlichen Moe'schen Ansatz

$$F_{uQ} = \tau_u \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.7a)$$

mit α_F nach Gleichung (5.6b).

Zur Berechnung der Bruchschubspannung τ_u wird von Gleichung (5.6f) ausgegangen. Die Fälle, in denen $F_u/F_{uM} > 1$ ist, d.h. in denen F_{uM} maßgebend ist, sind bereits durch die verlangte Biegetraglastberechnung abgedeckt. Es genügt also, mit $F_u/F_{uM} = 1$ zu rechnen. Auf der sicheren Seite liegend setzt Moe den Wert 1,10 ein. Damit ergibt sich als Näherungsansatz für den versuchsmäßig abgedeckten Bereich $c_q/h \leq 3,1 \approx 3,0$:

$$\tau_u(c_q/h \leq 3,0) = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,766 - 0,093 \cdot c_q/h) \quad (5.7b)$$

Für größere Verhältniswerte als 3,0 nimmt Moe Schubspannungsverteilungen nach Bild 5.3 an

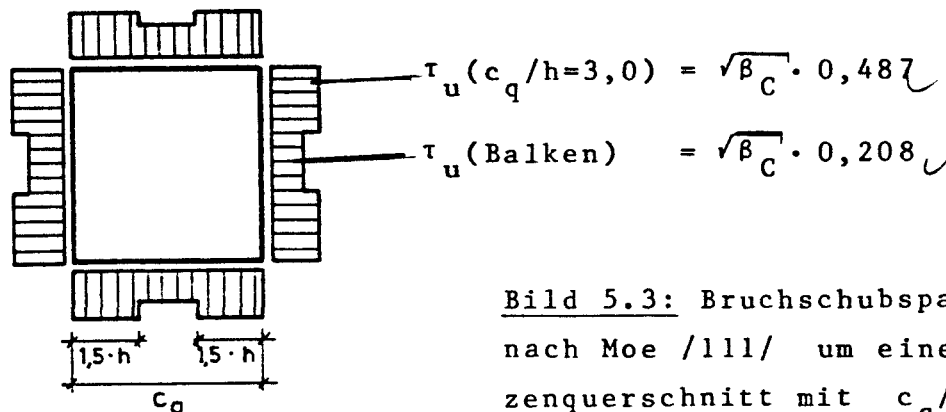


Bild 5.3: Bruchschubspannungen nach Moe /111/ um einen Stützenquerschnitt mit $c_q/h > 3,0$

Hierfür ergibt sich die mittlere, rechnerische Bruchschubspannung dann als

$$\tau_u(c_q/h \geq 3,0) = \sqrt{\beta_c} \cdot (0,837 \cdot h/c_q + 0,208) \quad (5.7c)$$

5.2.8 Reimann /129/, Stuttgart (Deutschland), 1963

Reimann geht von der im Abschn. 3.5.7 beschriebenen Beobachtung aus, daß nahe dem Stützenanschluß an der Betonoberfläche der Platte in tangentialer Richtung größere Betonstauchungen zu verzeichnen sind als in radialer Richtung. Als Bruchkriterium setzt er deshalb an, daß der Bruch eintritt, wenn die entsprechenden tangentialen Betonspannungen die Prismendruckfestigkeit erreichen. Zur Berechnung der Traglast geht er wie folgt vor.

Als Modell wählt er einen rotationssymmetrischen Flachdeckenausschnitt nach Bild 5.4 mit einem Federgelenk am Plattenanschnitt zur Stütze.

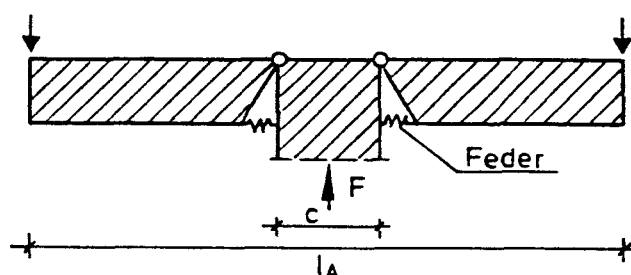


Bild 5.4: Modell des Flachdeckenausschnittes nach Reimann /129/

Die Bestimmung einer Federkennlinie erspart sich Reimann, indem er eine lineare Kennlinie annimmt und die somit konstante Beziehung zwischen der Stützenlast F und dem Moment im Federgelenk m_f gleich der setzt, die man an einer ungestörten Platte bei einer Einleitung der Stützenlast nur entlang des Stützenrandes erhält (Bild 5.5).

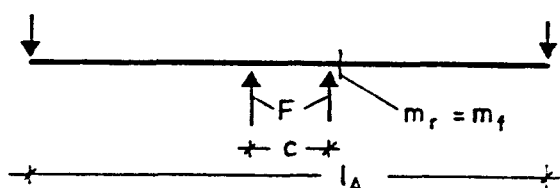


Bild 5.5: Ersatzsystem zur Ermittlung des Gelenkmomentes m_f als Radialmoment m_r am Stützenrand

Das als maßgebend angesehene Tangentialmoment m_t am Stützenrand ermittelt Reimann nun, indem er den Innenrand der außerhalb des Federgelenkes liegenden Kreisringplatte mit den zu einer Stützenlast F gehörenden Gelenkschnittgrößen m_f und q_f belastet. Dabei wird die in Versuchen beobachtete radiale Rißbildung durch den Ansatz einer radialen Anisotropie berücksichtigt. In Ringrichtung wird die Steifigkeit entsprechend dem Verhältnis der vorhandenen Bewehrung μ zur Grenzbewehrung μ_{gr} abgemindert. Als Grenzbewehrung wird dabei, wie üblich, die Bewehrungsmenge verstanden, bei der unter entsprechender Biegebeanspruchung Stahl und Beton gleichzeitig versagen.

Das eingangs genannte Bruchkriterium legt als Bruchlast die Last fest, unter der das Tangentialmoment m_t Betondruckspannung^{dr} in Höhe der Prismendruckfestigkeit erzeugt. Bei den für Flachdecken üblichen Bewehrungsprozentsätzen versagt jedoch ein auf Biegung beanspruchter aus der Platte herausgelöst gedachter Plattenquerschnitt längst infolge Überbeanspruchung der Biegezugbewehrung (im allgemeinen ist $\mu < \mu_{gr}$ und somit $m_u < m_{gr}$) bevor durch weitere Laststeigerung die dem Bruchkriterium entsprechenden Betondruckspannungen in der Biegedruckzone erreicht werden können. Über Betrachtungen zum Verformungsverhalten des untersuchten Flachdeckenausschnittes gelangt Reimann zu dem Schluß, daß nach dem Erreichen des beschriebenen örtlichen Versagens ($m_t = m_u$) durch Umlagerungen noch eine Tragfähigkeitssteigerung entsprechend der Wurzel aus dem Verhältnis der Grenzbewehrung μ_{gr} zur vorhandenen Bewehrung μ möglich ist

$$F_u = F(m_t = m_u) \cdot \sqrt{\mu_{gr} / \mu} \quad (5.8)$$

Von Versuchsnachrechnungen wird des dazu erforderlichen sehr großen Aufwandes wegen in dieser Arbeit abgesehen.

5.2.9 Yitzhaki /167/, Haifa (Israel), 1966

Yitzhaki entwickelte für Flachdecken (Fundamente sind ausdrücklich ausgeschlossen) eine Berechnungsmethode, die er an den Ergebnissen fremder (/38/, /84/, /111/ und /141/) und eigener (/167/) Versuche überprüfte. In /166/ berichtete er in verkürzter Form über sein Verfahren.

Yitzhaki geht davon aus, daß Platten mit vergleichsweise hoher Biegebeanspruchung - gemessen an der Biegefähigkeit - annähernd beim Erreichen der Bruchlast F_{uM} nach der Fließgelenklinientheorie versagen. Nach Yitzhakis Ansatz für das Biegebruchmoment ist damit folgende Proportionalität gegeben

$$F_{uM} \sim \mu \cdot \beta_S \cdot h^2 \quad (5.9a)$$

$$F_{uM} \sim 1 - 0,5 \cdot \omega \quad (5.9b)$$

Erhöht man die Biegetragfähigkeit durch Verstärkung der Biegezugbewehrung, so erreicht man irgendwann einen Punkt, von dem ab dem die Bewehrung bis zum Bruch nur noch innerhalb solch begrenzter Plattenbereiche ins Fließen gerät, daß die Anwendung der Fließgelenklinientheorie nicht mehr gerechtfertigt ist. Von diesem Punkt ab bleibt der Einfluß der Betongüte, ausgedrückt durch die Proportionalität (5.9b), zwar unverändert, ein zur Bewehrungsfließkraft proportionaler Anstieg der Tragfähigkeit, wie er sich in der Proportionalität (5.9a) ausdrückt, darf jedoch nicht mehr angenommen werden. Des weiteren ist es nicht mehr sinnvoll, die Plattenabmessungen über die Fließgelenklinientheorie einfließen zu lassen. Geeigneter erscheint ein linearer Ansatz für das Verhältnis c_q/h . Damit folgt als allgemeiner Ansatz für die Schubbruchlast F_{uQ}

$$F_{uQ} = k_1 \cdot (k_2 + k_3 \cdot \mu \cdot \beta_S) \cdot h^2 \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega) \cdot (1 + k_4 \cdot c_q/h) \quad (5.9c)$$

Die Konstanten k_1 bis k_4 erhält Yitzhaki aus den Versuchsauswertungen:

$$F_{uQ} = 8 \cdot (1,03 + 0,00164 \cdot \mu \cdot \beta_s) \cdot h^2 \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega) \cdot (1 + 0,5 \cdot c_q / h) \quad (5.9d)$$

Hieraus lassen sich Bruchschubspannungen wie folgt ableiten:

$$\begin{aligned} F_{uQ} &= 4 \cdot (c_q + 2 \cdot h) \cdot h \cdot (1,03 + 0,00164 \cdot \mu \cdot \beta_s) \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega) \\ &= 4 \cdot (c_q + 2 \cdot h) \cdot h \cdot \tau_u \end{aligned} \quad (5.9e)$$

Für einen quadratischen Schnitt im Abstand h um den quadratisch angenommenen Stützenanschluß folgt somit als Bruchschubspannung

$$\tau_u = (1,03 + 0,00164 \cdot \mu \cdot \beta_s) \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega) \quad (5.9f)$$

Die geringere der beiden Bruchlasten F_{uM} oder F_{uQ} ist maßgebend. Qualitativ stellt sich die Abhängigkeit der maßgebenden rechnerischen Bruchlast F_u von der Bewehrungsfließkraft $\mu \cdot \beta_s$ in der aus Bild 5.6 ersichtlichen Art dar.

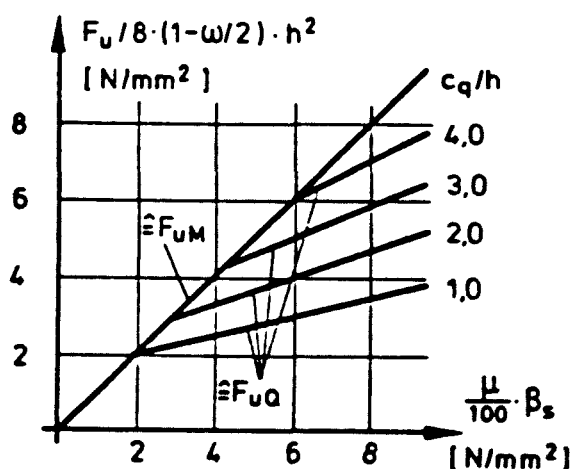


Bild 5.6: Zusammenhang zwischen bezogener Bruchlast und Bewehrungsfließkraft nach Yitzhaki /167/.

Es ist $F_u = \min(F_{uQ}, F_{uM})$.

5.2.10 Long und Bond /97/, Belfast (Nordirland), 1967

Long und Bond entwickelten ein vergleichsweise kompliziertes Verfahren zur Bestimmung der Bruchlasten von Flachdecken sowohl bei zentrisch wie auch bei exzentrisch eingeleiteter Stützenlast. Obgleich sie ein Flußdiagramm als Hilfe zum Aufstellen eines elektronischen Rechenprogramms angeben, erscheint der mit dem Verfahren verbundene Rechenaufwand so groß, daß auf Versuchsnachrechnungen nach diesem Verfahren in der vorliegenden Arbeit verzichtet werden muß.

Die Autoren ermitteln das als maßgebend angesehene Plattenbiegemoment am Stützenrand, indem sie zuerst zwei Grenzfälle möglicher Annahmen zur Auflagerung der Platte auf der Stütze nach der Elastizitätstheorie dünner Platten untersuchen und dann das rechnerisch anzusetzende Moment durch eine Interpolation erhalten, die den Grad der Rißbildung berücksichtigt. Die maßgebenden Schub- und Normalspannungen am Plattenanschnitt berechnen sie unter der Annahme linearer Spannungs/Dehnungs-Beziehungen des Betons des gerissenen Querschnittes.

Unter Verwendung einer in ihrer Arbeit eingehend erläuterten Bruchhypothese überprüfen die Autoren die Normalspannungen am Biegedruckrand, die Schubspannungen in der neutralen Faser und innerhalb der Betondruckzone den Ort der ungünstigsten Beanspruchungskombination aus Schub- und Normalspannungen auf örtliches Betonversagen. Der Bruch tritt ein, wenn entweder der Beton der Druckzone oder der Stahl der Biegebewehrung die Versagensgrenze erreicht hat.

5.2.11 Wantur /162/, Gent (Belgien), 1969

Wantur verwendet zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Flachdecken ein Modell, das die Platte in ähnlicher Weise wie das Modell von Kinnunen und Nylander (s. Bild 5.2) in einen Durchstanzkegel und in ringförmig um diesen herum angeordnete, in sich starre Sektorelemente zerlegt.

Die Bruchlast bestimmt Wantur aus den Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen seines Modells sowie einer Reihe von Annahmen, die er teils aus den Ergebnissen eigener Versuche ableitet und teils aus verschiedenen Literaturquellen entnimmt. Zur Festlegung der Abmessungen des Modells sowie zur Ermittlung der Beziehung zwischen dem Anschnittsmoment am Stützenrand und der Stützenlast verwendet Wantur Ansätze sowohl aus der Fließgelenklinientheorie als auch aus der Elastizitätstheorie.

Mit Hilfe von Diagrammen lassen sich die rechnerischen Bruchlasten für mehrere mögliche Versagensformen berechnen. Das Minimum ist als maßgebender Wert anzusehen.

Die Brauchbarkeit seiner Methode prüft Wantur anhand der Nachrechnung von 8 von ihm selbst durchgeführten Versuchen.

Versuchsnachrechnungen nach der beschriebenen Methode wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Der hierzu erforderlich große Aufwand erscheint nicht gerechtfertigt für dieses Verfahren, das auf sehr vielen, teilweise recht fraglichen Annahmen aufbaut und dem in der Fachliteratur - soweit diese vorlag - keine Bedeutung zugemessen wird. Die wenigen Literaturstellen, die Wanturs Arbeit zitieren, greifen ausschließlich auf den experimentellen Teil seiner Arbeit zurück, in keinem Fall jedoch wird auf seine Theorie eingegangen.

5.2.12 Anis /16/, London (Großbritannien), 1970

Der grundsätzlichen Vorgehensweise nach ähnelt die Dissertation von Anis in mancher Hinsicht der zuvor beschriebenen Dissertation von Wantur. Auch Anis leitet aus der Auswertung eigener Versuche ein Flachdeckenmodell mit ringförmig um einen Kegelstumpf herum angeordneten Sektorelementen ab und ermittelt die rechnerische Bruchlast aus den Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen unter Hinzunahme verschiedener Annahmen zu den Spannungs- und Dehnungsverteilungen im Bruchzustand.

Deutliche Unterschiede zwischen Anis' und Wanturs Theorie bestehen jedoch hinsichtlich der detaillierten Ausbildung des Modells und hinsichtlich der gewählten Annahmen zur Charakterisierung des Bruchzustandes.

Als Bruchursache sieht Anis stets das Versagen der mehraxial beanspruchten Betondruckzone am Anschnitt zur Stütze an. Die rechnerische Bruchlast ist erreicht, wenn die sich nach seinem Berechnungsverfahren ergebenden horizontalen Radialdehnungen an der genannten Stelle den Wert von -2,5 ‰ erreichen.

Anis empfiehlt, die zur Bruchlastermittlung erforderlichen iterativen Berechnungen elektronisch durchzuführen, und gibt hierzu ein Flußdiagramm an. Angesichts der Aufwendigkeit von Berechnungen nach Anis' Verfahren und angesichts der Tatsache, daß auch diese Arbeit in der Fachwelt kaum Resonanz gefunden hat, erscheint es ebenso wie bei der Theorie von Wantur berechtigt, in der vorliegenden Arbeit auf Versuchsnachrechnungen nach dem geschilderten Verfahren zu verzichten.

5.2.13 Herzog /70/, Aarau (Schweiz), 1971

Herzog /70/ wertete alle ihm bekannten Versuche zum Durchstanzen neu aus, wobei er sich das Ziel setzte, eine möglichst einfache, für den praktischen Gebrauch verwendbare, aber dennoch möglichst zutreffende Formel zur Bruchlastvorhersage zu finden.

Herzog geht von einem quadratischen Stützenquerschnitt aus, um den er im Abstand $h/2$ einen ebenfalls quadratischen Schnitt führt

$$F_u = 4 \cdot (c_q + h) \cdot h \cdot \tau_u \cdot \alpha_F \quad (5.13a)$$

Die Fläche der für das Durchstanzen nicht wirksamen Bodenpressungen im unmittelbaren Stützenbereich nimmt er als Quadrat entsprechend einer Lastausbreitung unter 45° an

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q + 2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (5.13b)$$

Herzog läßt als Parameter zur Beschreibung der Bruchschubspannung nur die beiden seiner Ansicht nach einflußreichsten Parameter zu. Es sind die Betonzugfestigkeit, die er proportional zur Wurzel aus der Zylinderdruckfestigkeit β_C annimmt, und die Bewehrungsfließkraft $\mu \cdot \beta_S$. Die Versuchsauswertungen führen auf

$$\tau_u = \sqrt{\beta_C} \cdot (0,220 + 0,000575 \cdot \mu \cdot \beta_S) \quad (5.13c)$$

$$> \sqrt{\beta_C} \cdot 0,523 \quad (5.13d)$$

Graphisch läßt sich das Ergebnis wie in Bild 5.7 gezeigt darstellen.

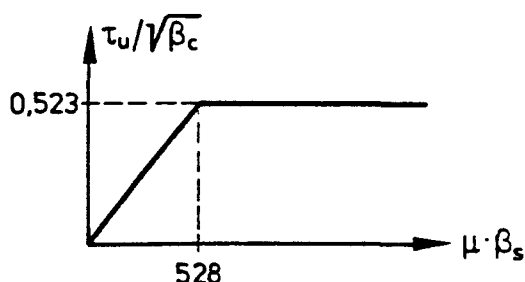


Bild 5.7: Abhängigkeit der bezogenen Bruchschubspannung von der Bewehrungsfließkraft nach Herzog /70/

5.2.14 Narasimham /114/, London (Großbritannien), 1971

Narasimham berechnet die Bruchlast F_u von Flachdecken aus zwei Anteilen:

$$F_u = F_{ud} + F_{ub} \quad (5.14a)$$

F_{ud} ist der Anteil, den die Biegebewehrung durch Dübelwirkung zu übertragen vermag. Er ist abhängig von der Anzahl, dem Durchmesser, den Abständen und der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrungsstäbe sowie von der Betongüte.

F_{ub} ist der Anteil aus der Schubtragfähigkeit der Betondruckzone. Als Bruchkriterium wird das Erreichen einer Schubspannung von

$$\tau_u = 0,45 \cdot \sqrt{\beta_w^2} \quad (5.14b)$$

als Maximalwert einer parabolisch über die Druckzonenhöhe verlaufenden Schubspannungsverteilung angenommen. Die Druckzonenhöhe im rechnerischen Bruchzustand wird unter Verwendung von Spannungs/Dehnungs-Beziehungen ähnlich denen der DIN 1045 und unter der Annahme eines linearen Zusammenhanges zwischen Last und Druckzonenhöhe aus den Werten zweier Grenzfälle durch entsprechende Interpolation ermittelt. Diese Grenzfälle sind zum einen der Zustand beginnenden Fließens der tangential am Stützenrand verlaufenden Biegebewehrung und zum anderen der Zustand vollständigen Fließens der tangentialen Bewehrung im untersuchten kreisförmigen Flachdeckenausschnitt.

Als Näherungsansatz schlägt Narasimham vor, die Druckzonenhöhe allein aus einer elastizitätstheoretischen Berechnung zu ermitteln. Er gibt hierfür eine geschlossene Lösung an.

Die beschriebenen Berechnungsansätze eignen sich nicht für Versuchsnachrechnungen, da hierzu in den Versuchsberichten im allgemeinen die zur Erfassung der Dübelwirkung erforderlichen Angaben zur Biegebewehrung fehlen.

5.2.15 Regan /126/, London (Großbritannien), 1971

Regan /126/ gibt sich einen allgemeinen Ansatz für die Traglast von Flachdecken vor, dessen Freiwerte k_1 bis k_4 aus Versuchsnachrechnungen zu bestimmen sind:

$$F_u = k_1 \cdot \mu^{k_2} \cdot \beta_C^{k_3} \cdot (4 \cdot c_q + 2 \cdot \pi \cdot k_4 \cdot h) \cdot h \quad (5.15a)$$

Der in Klammern stehende Ausdruck entspricht einer Schnittführung um eine quadratisch angenommene Stütze entsprechend Bild 5.8

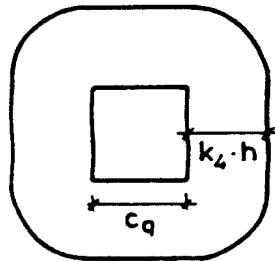


Bild 5.8: Schnittführung
nach Regan /126/

Die Versuchsauswertungen führten auf einen Schnitt im Abstand $1,75 \cdot h$ um die Stütze:

$$F_u = \tau_u \cdot (4 \cdot c_q + \pi \cdot 3,50 \cdot h) \cdot h \quad (5.15b)$$

Die Bruchschubspannungen ergaben sich als

$$\tau_u = 0,328 \cdot (\mu \cdot \beta_C)^{0,40} \quad (5.15c)$$

Hinsichtlich der mechanisch kaum interpretierbaren Lage des als maßgebend angesehenen Schnittes sei auf die Bewertung der von Regan maßgebend beeinflussten britischen Stahlbetonvorschrift CP 110 /5/ im Abschnitt 5.3.3.2 hingewiesen.

(143)

5.2.16 Masterson /108/, Kingston (Kanada), 1971

Masterson erarbeitete sich ein aus den Versuchsbeobachtungen abgeleitetes Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Flachdecken.

Die Deckenplatte wird mit der Finiten-Element-Methode als elastische dünne Platte mit einem plastischen Gelenk um den Stützenanschluß berechnet. Der Bruch tritt durch Versagen der Betondruckzone infolge nicht mehr aufnehmbarer Beanspruchungen auf.

Da das Verfahren des mit ihm verbundenen großen Rechenaufwandes wegen in der vorliegenden Arbeit für Versuchsnachrechnungen nicht verwendet werden kann, wird auf eine ausführlichere Beschreibung verzichtet.

(131)

5.2.17 Long /131/, Belfast (Nordirland), 1975

Long leitete aus vergleichsweise aufwendigen Berechnungsmethoden, die von ihm, bzw. unter seinem Einfluß entwickelt worden waren (130), (132), (133), (142), (144), ein einfaches, praxisgerechtes Berechnungsverfahren für Flachdecken ab.

Long unterscheidet zwei Versagensfälle, für die jeweils die rechnerische Bruchlast zu ermitteln ist. Die geringere der ermittelten Bruchlasten ist als maßgebend anzusehen.

Im Falle eines Biegezugbruches ist nach einem Ansatz auf der Grundlage der Elastizitätstheorie

$$F_{uM} = 1,30 \cdot \frac{m_u}{0,255 - 1,17 \cdot c_q / l_D} \quad (5.17a)$$

Der Faktor 1,30 berücksichtigt die durch Dübelwirkung der Biegezugbewehrung hervorgerufene Erhöhung der rechnerischen Biegebruchlast nach Masterson /108/ in vereinfachter Form.

Im Falle eines Schubbruches liegen die maßgebenden Schubspannungen in einem quadratischen, im Abstand $h/2$ um die quadratisch vorausgesetzte Stütze geführten Schnitt.

$$F_{uQ} = \tau_u \cdot 4 \cdot (c_q + h) \cdot h \quad (5.17b)$$

Aus den Ergebnissen verschiedener eigener und fremder Arbeiten leitet Long folgenden Ansatz für die Bruchschubspannungen ab:

$$\tau_u = \frac{0,415 \cdot \sqrt{\mu \cdot B_C}}{0,75 + 4 \cdot c_q / l_D} \quad (5.17c)$$

Long stellt fest, daß der Ausdruck unter dem Bruchstrich die gleiche Wirkung hat, wie eine Verlegung des maßgebenden Schnittes aus der angenommenen Lage ($h/2$ vor dem Stützenrand) in eine Lage weiter vom Stützenrand entfernt.

5.2.18 Marti, Ritz und Thürlimann /104/ und /105/, Zürich (Schweiz), 1977

Marti, Ritz und Thürlimann geben eine obere Grenze für die Durchstanzbruchlast von Flachdecken an, indem sie den Bruch als Starrkörpertrennung des Bruchkegels von der umgebenden Platte betrachten und die Coulombsche Fließbedingung auf den ungerissen angenommenen Beton der Platte anwenden (Bild 5.9).

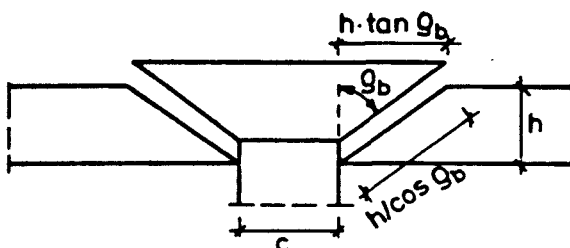


Bild 5.9: Starrkörpertrennung nach /104/ bzw. /105/

Aus dem Coulombschen Gesetz

$$\tau = (-\sigma) \cdot \tan \rho_b + c_b \quad (5.18a)$$

erhalten die Autoren unter Verwendung des Verhältniswertes der Betonzug- zur Betondruckfestigkeit

$$\xi = \beta_{bZ} / \beta_C \quad (5.18b)$$

für den Winkel der inneren Reibung des Betons

$$\tan \rho_b = \frac{1 - \xi}{2 \cdot \sqrt{\xi}} \quad (5.18c)$$

und für den der Kohäsion entsprechenden Wert

$$c_b = 1/2 \cdot \beta_C \cdot \sqrt{\xi} \quad (5.18d)$$

Der Bruchkegel bildet sich unter dem Winkel der inneren Reibung (Bild 5.9).

Aus der Gleichgewichtsbedingung ergibt sich bei kreisförmig vorausgesetztem Stützenquerschnitt

$$F_u = \pi \cdot (c + h \cdot \tan \rho_b) \cdot \frac{h}{\cos \rho_b} \cdot (\tau_u \cdot \cos \rho_b + \sigma_u \cdot \sin \rho_b) \quad (5.18e)$$

$$= \pi \cdot (c + h \cdot \tan \rho_b) \cdot h \cdot c_b$$

$$= \pi \cdot (c + h \cdot \frac{1-\xi}{2\sqrt{\xi}}) \cdot h \cdot \frac{\beta_C}{2} \cdot \sqrt{\xi}$$

$$= \pi \cdot c \cdot h \cdot \beta_C \cdot \left(\frac{\sqrt{\xi}}{2} + \frac{1-\xi}{4 \cdot c/h} \right) \quad (5.18f)$$

Diese Gleichung läßt sich interpretieren als

$$F_u = \tau_u \cdot \pi \cdot c \cdot h \quad (5.18g)$$

wobei τ_u die rechnerische Schubspannung in einem direkt um den Stützenanschluß geführten Schnitt ist

$$\tau_u = \beta_c \cdot \left(\frac{\sqrt{\xi}}{2} + \frac{1 - \xi}{4 \cdot c/h} \right) \quad (5.18h)$$

Der Beton wird durch die Parameter der Betondruckfestigkeit und -zugfestigkeit beschrieben. Da zu den nachrechenbaren Versuchen im allgemeinen nur die Betondruckfestigkeit bekannt ist, wird für die durchzuführenden Versuchsnachrechnungen in dieser Arbeit einheitlich gesetzt

$$\beta_{bZ} = 0,35 \cdot \sqrt[3]{\beta_c^2} \quad (5.18i)$$

5.2.19 Braestrup /22/, Kopenhagen (Dänemark), 1979

Braestrup geht in ähnlicher Weise vor wie Marti, Ritz und Thürlimann (s. vorangegangener Abschn. 5.2.18) Er verbessert deren Verfahren an zwei entscheidenden Stellen:

1. Der Verlauf des Trennrisses wird nicht mehr als durchgehend gerade angesehen, sondern entsprechend Bild 5.10 bereichsweise als Gerade und bereichsweise als Kurve einer Hyperbelfunktion.

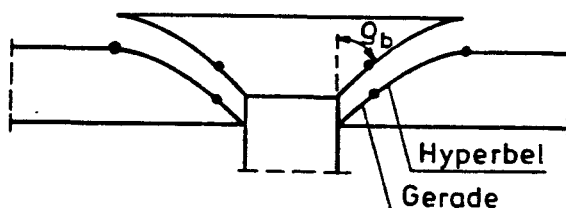


Bild 5.10: Starrkörper-
trennung nach /22/

ρ = Winkel der inneren
Reibung des Betons

Drei im Ansatz zum Rißverlauf enthaltene Freiwerte ermittelt Braestrup aus der Bedingung, daß die sich aus der Gleichgewichtsbedingung der vertikalen Kräfte ergebende Bruchlast zum Minimum werden soll.

2. Die Coulombsche Fließbedingung wird dahingehend modifiziert, daß die Kohäsion und der Winkel der inneren Reibung nicht mehr beide jeweils eine Funktion des Verhältnisseswertes der Betonzug- zur Betondruckfestigkeit sind, sondern daß lediglich eine feste Beziehung zwischen den beiden, nun von den Festigkeiten unabhängigen Größen festgelegt wird.

$$c_b = \frac{\beta_C}{2} \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \rho_b}{1 - \sin \rho_b}} \quad (5.19)$$

Auf Versuchsnachrechnungen nach Braestrups Verfahren wird verzichtet, da in den zu den Versuchen vorliegenden Berichten der Beton im allgemeinen nur durch den Wert der Betondruckfestigkeit beschrieben ist, für das hier beschriebene Berechnungsverfahren jedoch zusätzlich die Angabe der Zugfestigkeit sowie der Kohäsion oder des Winkels der inneren Reibung erforderlich ist.

5.2.20 Petcu, Stanculescu und Pancaldi /119/ und /121/, Bukarest (Rumänien), 1979

Petcu e.a. werteten die Versuche aus 10 fremden Berichten sowie eigene Versuche /120/ aus.

Als Ergebnis geben sie die Bruchlast von Flachdecken wie folgt an:

$$F_u = \beta_{bZ} \cdot A_v \cdot k_1 \quad (5.20a)$$

- β_{bZ} ist die rechnerische Betonzugfestigkeit. In /120/ geben die Autoren sie an als

$$\beta_{bZ} = 0,26 \cdot \sqrt{\beta_C^2} \quad (5.20b)$$

- A_v ist die vertikale Projektion der Bruchkegeloberfläche

$$A_v = \pi/4 \cdot (b_u^2 - b_o^2) \quad (5.20c)$$

mit $b_o = c = c_k$ (falls runder Stützenquerschnitt)
 $= c_q \cdot 4/\pi$ (falls quadratischer Stützenq.)

und b_u = unterer Durchmesser des Bruchkegels

$$= b_o + 2 \cdot h \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\mu})$$

$$> b_o + 8 \cdot h$$

- k_1 berücksichtigt die Verteilung der Betonzugspannungen auf der Kegeloberfläche

$$k_1 = 0,135 \quad (5.20d)$$

Für eine runde Stütze folgt somit:

$$F_u = 0,0275 \cdot \sqrt[3]{\beta_c} \cdot ((c + 2 \cdot h \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\mu}))^2 - c^2) \quad (5.20e)$$

ggf. $c = \pi/4 \cdot c_q$ $\sqrt{\mu} > 1$

Umgeformt auf eine Darstellungsweise mit Verwendung von Schubspannungen in einem vertikalen umlaufenden Schnitt im Abstand $h/2 \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\mu})$ \cdot $2 \cdot h$ ergibt sich

$$F_u = \tau_u \cdot \pi \cdot (c + h \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\mu})) \cdot h \quad (5.20f)$$

und damit ist

$$\tau_u = 0,035 \cdot \sqrt[3]{\beta_c} \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{\mu}) \quad (5.20g)$$

Mit: - $\sqrt{\mu} > 1,00$ und
 - $c = s.o.$

5.2.21 Van der Beukel /21/, Delft (Niederlande), 1982

Van der Beukel gibt ein Verfahren an, mit dem die Durchstanzlast kreisförmiger Flachdeckenausschnitte sowohl bei zentrischer als auch bei exzentrischer Stützenlast ermittelt werden kann. Für den Fall zentrischer Beanspruchung vereinfacht sich seine Methode wie folgt.

Die Schubspannungen sind in einem Schnitt direkt um die kreisförmig vorausgesetzte Stütze zu ermitteln.

$$F_u = \tau_u \cdot \pi \cdot c \cdot h \quad (5.21a)$$

Die Bruchschubspannung wird durch einen allgemeinen Ansatz mit linear angenommener Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und vom Bewehrungsgrad und mit direkter Proportionalität zum Verhältnis der nach der Elastizitätstheorie ermittelten Plattenquerkräfte und Plattenbiegemomente angegeben:

$$\tau_u = k_1 \cdot (1 + k_2 \cdot \beta_W) \cdot (1 + k_3 \cdot \mu) \cdot \frac{q \cdot h}{m} \quad (5.21b)$$

Die Querkraft q für den im vorliegenden Abschnitt 5 zu behandelnden zentrischen Fall ist

$$q = F / (\pi \cdot c) \quad (5.21c)$$

Das Biegemoment m am Stützenrand des kreisförmigen Flachdeckenausschnittes ermittelt van der Beukel in einer elastizitätstheoretischen Berechnung einer am Rande gelenkig gestützten Kreisplatte mit örtlich unendlich großer Steifigkeit in dem der Stützenquerschnittsfläche entsprechenden Lasteinleitungsbereich in Plattenmitte. Die Querdehnungszahl nimmt er vereinfachend als $\mu = 0$ an. Er erhält:

$$m = \frac{F}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{1 - k_c^2 - 2 \cdot \ln c}{1 + k_c^2} \quad (5.21d)$$

mit $k_c = c / l_{Ak}$.

93 15-70

Die Freiwerte k_1 , k_2 und k_3 ermittelt van der Beukel aus Versuchsnachrechnungen als 4, $1/20$ und $1/40$. Damit ergibt sich die rechnerische Bruchschubspannung als

$$\tau_u = 4 \cdot \left(1 + \frac{\beta_w}{20}\right) \cdot \left(1 + \frac{\mu}{40}\right) \cdot \frac{1 + k_c^2}{1 - k_c^2 - 2 \cdot \ln k_c} \cdot \frac{4 \cdot \pi \cdot h^2}{\pi \cdot c \cdot h} \quad (5.21e)$$

In dieser Gleichung darf nach van der Beukel der erste Klammerausdruck als Wert der Spaltzugfestigkeit des Betons angesehen werden. Im letzten Quotienten der Gleichung wurden absichtlich die möglichen Kürzungen nicht vorgenommen, um den Ausdruck $\pi \cdot c \cdot h$, der nach Gleichung (5.21a) die Schnittfläche beschreibt, zum besseren Verständnis der Gleichung zu erhalten.

Auf Versuchsnachrechnungen nach v. d. Beukels Theorie muß verzichtet werden, da es sich hier vorläufig nur um ein Arbeitspapier handelt, das in seiner endgültigen Form noch nicht vorliegt. So fehlen bislang u.a. Angaben, in welcher Weise die Theorie auf andere statische Systeme als die speziellen o.g. Flachdeckenausschnitte anzuwenden ist.

Wesentlich an v.d. Beukels Theorie erscheint, daß aus Gl.(5.21a bis c) eine Proportionalität zwischen der Bruchlast F_u und dem mit Gl.(5.21d) beschriebenen lastunabhängigen F/m -Verhältnis nach der E-Theorie abzulesen ist:

$$F_u \sim F/m$$

Eine ähnliche Betrachtungsweise liegt nämlich dem Verfahren zugrunde, das im späteren Abschnitt 6.3 als das am besten geeignete Verfahren herausgestellt wird. Es ist das nachfolgend beschriebene Verfahren "G1" von Nölting /88/, dessen Gleichung (5.22h) eine Proportionalität zwischen der Bruchlast F_u und der Fließlast F_{yM} angibt. F_{yM} ist die Last, unter der das nach E-Theorie ermittelte Plattenbiegemoment m am Stützenrand den Betrag des Fließmomentes m_y erreicht.

A5.21

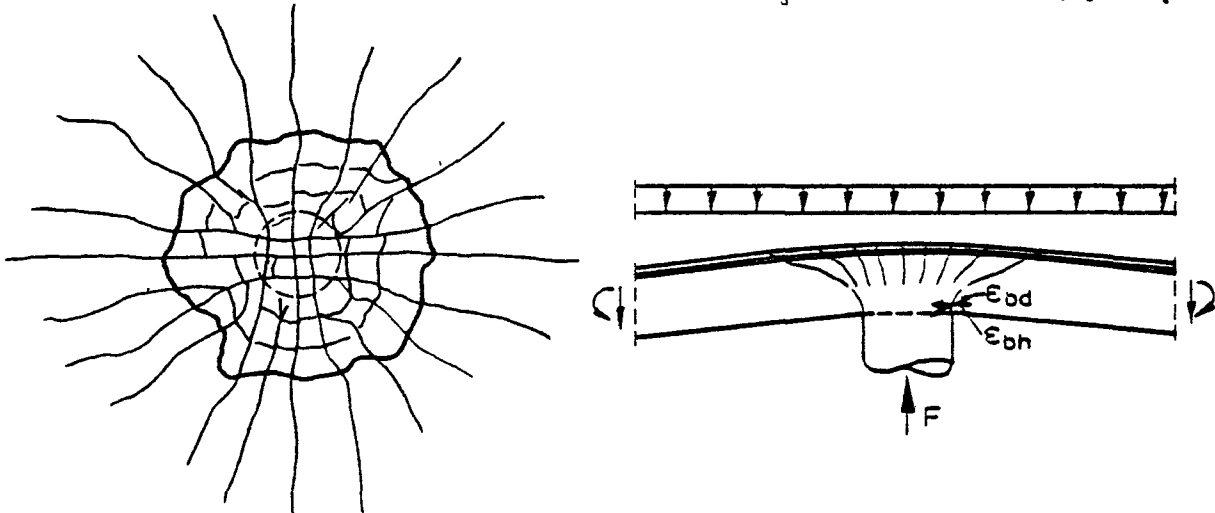
- 59 -

(Deutschland) 1984

A5.22 Maschineller Versuch "61" von Nötting 1881, Braunschweig,

6 Eigene Berechnungsmethode zum Grundfall des Durchstanzens

Es wird von folgenden, mit den Schilderungen des Abschnittes 3.5
6.1 Versuchsbeobachtungen in Einklang stehenden Versuchsbeobachtungen
 und Meßergebnissen ausgegangen



(a) Draufsicht

(b) Schnitt

Bild 6.1: Zustand unmittelbar vor dem Bruch

~~Folgende der im Abschnitt 3.5 beschriebenen Versuchs-
beobachtungen und Meßergebnisse sind von Bedeutung.~~

Zur Zugzone der Platte:

- Voraussetzung für ein Durchstanzversagen ist, daß sich zuvor ein charakteristisches Rißbild ausgebildet hat. Dies besteht aus einem zuerst entstandenen Stern radialer Risse und aus einer Schar nachfolgend hinzugekommener ringförmiger Risse. Erst wenn die Bildung der ringförmigen Risse - vom Stützenzentrum aus nach außen fortschreitend - den Rand der späteren Bruchkegelgrundfläche erreicht hat, wenn also die spätere Bruchfläche durch einen Riß vorgeprägt ist, erst dann tritt das Durchstanzen ein.
- Die Neigung des Bruchrisses gegenüber der Plattenmittelfläche ist von der Schlankheit der jeweiligen Platte abhängig.

15.22
- 60 -

- Die Biegezugbewehrung erfährt die stärksten Beanspruchungen direkt über dem Stützenanschluß. Hier wird die Fließgrenze des Stahls im allgemeinen überschritten. Das Fließen beschränkt sich jedoch stets auf einen sehr kleinen Plattenbereich um den Stützenanschluß. Bereits dort, wo die Bewehrung den späteren Bruchriß kreuzt, sind nur bei extrem schlanken Platten noch Fließerscheinungen festzustellen.

Zur Druckzone sind folgende Beobachtungen und Meßergebnisse hervorzuheben:

- Der Verlauf der späteren Bruchkegeloberfläche ist hier deutlich steiler als in der Zugzone. Eine zum Bruchriß annähernd parallel angenommene Druckstrebe kann mithin in gerader Linie - wie es der Pfeil zu ϵ_{bd} in Bild 6.1 ^{5.11} anzeigt - von der Platte durch die Druckzone hindurch in die Stütze einmünden.
- Die Druckstrebe durchwandert hierbei einen Bereich allseitigen, wenn auch in den einzelnen Richtungen unterschiedlich starken Druckes.
- Die stärksten Stauchungen sind direkt an der einspringenden Kante zwischen Stütze und Platte anzutreffen (ϵ_{bd} in Bild 6.1 ^{5.11}).
- Die Stauchungen ϵ_{bd} nehmen vom Beginn erster Rißbildungen an mit nur geringen Abweichungen quadratisch zum Anstieg der Stützenkraft F zu
- und erreichen unmittelbar vor dem Bruch stets annähernd gleichgroße Werte, unabhängig von der Betongüte, vom Bewehrungsgrad oder von der Plattenschlankheit. Die konstante Bruchstauchung $\epsilon_{bd,u}$ ist somit ein für den Bruchzustand charakteristischer Wert.

AS-33
- 62 -

113

Es ist somit festzuhalten: Primär versagt die schräge Betondruckstrebe, und erst nachdem so die Tragfähigkeit erschöpft ist, folgt sekundär das für das Durchstanzen typische Herausschieben des Durchstanzkegels aus der Platte. Das Durchstanzen ist deshalb im Prinzip als Biegedruckbruch mit geneigter Druckzonenkraft aufzufassen.

6.2.2 Grundannahmen

Folgende Grundannahmen werden getroffen:

- (1) Bis zum Erreichen der Fließlast F_y läßt sich der Biegebeanspruchungszustand einer Platte mit den Ansätzen nach DIN 1045 zutreffend beschreiben. Die Schnittgrößen werden nach der E-Theorie ermittelt und die Querschnittsbeanspruchungen werden mit den Werkstoffarbeitslinien der DIN 1045 berechnet.

$F < F_y$: Biegetheoretische Ansätze nach DIN 1045

- (2) Die Beziehung zwischen den in Richtung der schrägen Druckstrebe zu verzeichnenden Betonstauchungen ϵ_{bd} und den zugehörigen horizontalen Randstauchungen ϵ_{bh} ist schlankheitsabhängig. Für den rechnerischen Fließbeginn wird eine Schlankheitsfunktion $f(\lambda)$ definiert.

$$F = F_y: \quad \epsilon_{bh} = \epsilon_{bd} \cdot f(\lambda)$$

5.22a
(6.1)

- (3) Bei Belastung über die Fließlast F_y hinaus, nehmen die schrägen Stauchungen ϵ_{bd} quadratisch zur Laststeigerung zu.

$$F > F_y: \quad \epsilon_{bd} = k \cdot F^2 \quad \text{mit } k = \text{const} \quad (6.2)$$

- (4) Der Durchstanzbruch tritt ein, wenn die schrägen Stauchungen ϵ_{bd} einen bestimmten Festwert erreicht haben.

Bruchkriterium: $\epsilon_{bd,u} = \text{const} \quad (6.3)$

AS 34
- 63 -

6.3 Berechnungsverfahren (Ansatz "01")

Damit ergibt sich folgender Bemessungsansatz:

6.3.1 Ansatz in allgemeiner Form

Aus Annahme (3) der Bruchhypothese folgt:

$$\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bd,y}} = \left(\frac{F_u}{F_y} \right)^2$$

$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bd,y}}}$$

Mit Annahme (2) wird hieraus:

$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\frac{\epsilon_{bd,u}}{\epsilon_{bh,y}} \cdot f(\lambda)}$$

- mit: F_u = Bruchlast
 F_y = Last bei beginnendem Fließen
 $\epsilon_{bd,u}$ = schräge Betonstauchung im Bruchzustand
 (in Richtung der schrägen Betondruckstrebe)
 $\epsilon_{bh,y}$ = Horizontale Betonrandstauchung bei beginnendem
 Fließen
 $f(\lambda)$ = Funktion der Plattenschlankheit λ

F_y und $\epsilon_{bh,y}$ lassen sich nach Annahme (1) hinreichend genau durch eine Schnittgrößenermittlung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ~~nach Absatz 4.3~~ und einer Querschnittsanalyse mit den Werkstoffarbeitslinien der DIN 1045 ~~ermitteln~~ ~~ermitteln~~. Mit den dortigen Bezeichnungen ~~ist der somit anwendbare Bemessungsansatz nach Absatz 4.2 und 4.3~~

$$F_y = F_{yM} \quad (6.5)$$

und $\epsilon_{bh,y} = \epsilon_{bl,y} \quad (6.6)$

Die nach Annahme (4) konstante Bruchstauchung die Schlankheitsfunktion
 Die Größen $\epsilon_{bd,u}$ und $f(\lambda)$ sind Freiwerte, die aus Versuchsauswertungen gewonnen werden: ~~Nach Absatz (4) darf~~

$$\epsilon_{bd,u} = \text{const} = 4,5\%$$

$$f(\lambda) = 1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}$$

^{"G1"}
5.2.22 Ausführlicher Ansatz von Nölting /88/, Braunschweig
(Deutschland), 1988

Das Berechnungsverfahren "G1" des Mitverfassers der vorliegenden Arbeit basiert u.a. auf den Ergebnissen versuchsbegleitender Messungen der Stauchungen des Betons im Bereich der einspringenden Kante am Stützenanschluß. Bei Versuchsauswertungen /87/ ^{was der festgelegt} stellte er fest, daß der Bruchzustand immer durch einen bestimmten Verzerrungszustand des genannten Bereiches gekennzeichnet ist. Dieser Zustand drückt sich unter anderem durch einen stets gleichen Wert der direkt an der einspringenden Kante gemessenen Betonstauchungen $\epsilon_{bd,u}$ in Richtung der geneigten Betondruckstrebe aus:

$$\epsilon_{bd,u} = \text{const} \quad (5.22a)$$

Weiterhin stellte Nölting fest, daß die Stauchungen entlang dieser geneigten Linie ab dem Auftreten erster Risse quadratisch zur Stützenlast zunehmen:

$$\epsilon_{bd} = k_1 \cdot F^2 \quad (5.22b)$$

Dieser quadratische Zusammenhang ändert sich auch nicht, wenn die Bewehrung in einem begrenzten Plattenbereich am Stützenanschluß ins Fließen gerät.

Die genannten Feststellungen ergänzt Nölting durch die Annahme, daß bis zum ersten Fließen der Bewehrung eine konstante, nur von einer Plattenschlankheit λ abhängige Beziehung zwischen den Betonstauchungen an der einspringenden Kante in horizontaler radialer Richtung ϵ_{br} und in Richtung der schrägen Druckstrebe ϵ_{bd} besteht:

$$\epsilon_{br} = \epsilon_{bd} \cdot f(\lambda) \quad (5.22c)$$

Die Schlankheit λ ist definiert als

AS-
95

Die Schlankheit λ ist definiert als

$$\lambda = a/h \quad (5.22d)$$

Hierbei ist a der Abstand vom Stützenrand bis zu der die Stütze umlaufenden Momentennullpunktslinie (bei Flachdecken) bzw. der Abstand vom Stützenrand bis zu der umlaufenden Schwerachse der Plattenbelastung (bei Fundamenten). Detaillierte Angabe zur Berechnung von λ siehe im Abschnitt 6.3.2, in dem die erforderlichen Rechenschritte für eine Traglastberechnung nach "Gl" zusammengefaßt sind.

Mit den genannten drei Annahmen nach Gl. (5.22a bis c) läßt sich die Bruchlast F_u wie folgt bestimmen:

Nach Gl.(5.22b) gilt für den Fließbeginn (Stützlast F_y , Betonstauchung $\epsilon_{bd,y}$):

$$\epsilon_{bd,y} = k_1 \cdot F_y^2$$

Entsprechend gilt für den Bruchzustand (Stützlast F_u , Betonstauchung $\epsilon_{bd,u}$):

$$\epsilon_{bd,u} = k_2 \cdot F_u^2$$

Nach Elimination der Konstanten k_1 erhält man:

$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\epsilon_{bd,u} / \epsilon_{bd,y}}$$

Unter Verwendung von Gl.(5.22c) folgt hieraus:

$$F_u = F_y \cdot \sqrt{\epsilon_{bd,u} \cdot f(\lambda) / \epsilon_{br,y}} \quad (5.22e)$$

F_{yM} ist die Stützenlast beim Fließbeginn, d.h. die Last, bei der örtlich das Fließmoment m_y erreicht wird. Sie wird nach der Elastizitätstheorie entsprechend den Angaben im Anhang A3 berechnet, weshalb die dortige Bezeichnung eingeführt werden darf.

$$F_y = F_{yM}$$

96 15-25

Das Plattenbiegemoment m_y wird nach den Annahmen des Abschnittes 17 der DIN 1045 berechnet (s. Anhang A2). Die radiale Horizontalstauchung ϵ_{br} darf deshalb der rechnerischen Randstauchung ϵ_{bl} (Bezeichnung nach DIN 1045) gleichgesetzt werden. Für den Fließbeginn bedeutet dies

$$\epsilon_{br,y} = \epsilon_{bl,y}$$

Die konstante Betonbruchstauchung in Richtung der schrägen Betondruckstrebe $\epsilon_{bd,u}$ sowie die Funktion der Plattenschlankheit $f(\lambda)$ erhält Nölting aus Versuchsnachrechnungen als

$$\epsilon_{bd,u} = -4,5 \%$$

(5.22g)

und

$$f(\lambda) = 1 - 1/\sqrt{\lambda}$$

(5.22g)

Bild 5.11 zeigt die zur Bruchlast F_u proportionale Funktion $\sqrt{f(\lambda)}$ nach Gl.(5.22g) und die entsprechenden Werte der Versuchsnachrechnungen.

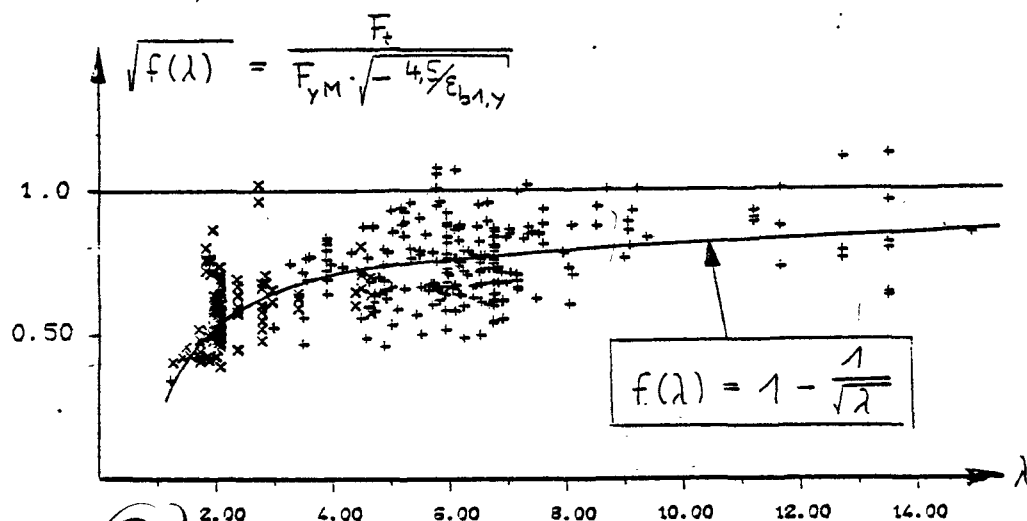


Bild 5.11: Darstellung der Funktion $f(\lambda)$ für 431 Versuche zum Grundfall des Durchstanzens

+ = Flachdecken bzw. Flachdeckenausschnitte

x = Fundamente

Die Bruchlast F_u stellt sich somit dar als:

Vorschlag "G1":
$$F_u = F_{yM} \cdot \sqrt{\frac{-4,5}{\epsilon_{bl,y}}} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right) \quad (5.22h)$$

Hierbei geben F_{yM} und $\epsilon_{bl,y}$ die Stützenlast bzw. die horizontale Betonrandstauchung am Stützenanschnitt bei beginnendem Fließen an und sind entsprechend Anhang A3 (s. dort Abschn. A3.4, m/F -Beziehungen nach E-Theorie), bzw. Anhang A2 (s. dort Abschn. A2.4(1), Fließmoment m_y nach DIN 1045) zu ermitteln. Die Schlankheit λ ist mit Gl.(5.22d) definiert.

AS

5.2.23 Näherungsansatz von Nölting /88/

Die im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Berechnungsmethode "G1" verlangt aufwendige Vorberechnungen. In einer Schnittgrößenermittlung sind die Beziehungen zwischen der Stützenlast und dem maßgebenden Plattenbiegemoment am Anschnitt zur Stütze zu ermitteln, und in einer Analyse des dortigen Plattenquerschnittes sind das Biegemoment und die Betonrandspannungen für den Zustand beginnenden Fließens der Biegezugbewehrung zu berechnen. Nölting entwickelte deshalb einen Näherungsansatz "G2", der beide Berechnungsschritte umgeht und die Traglast direkt als Funktion der Bauteilabmessungen und der Querschnittswerte angibt.

Für übliche Abmessungen läßt sich die Bruchlast F_u nach Gleichung (5.22h) in guter Näherung darstellen als

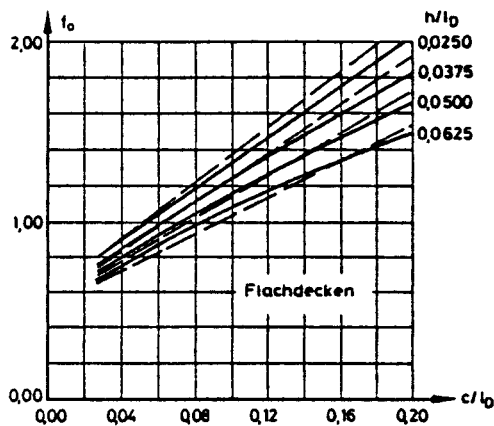
Vorschlag "G2":
$$F_u = 4,75 \cdot \sqrt{\mu \cdot \beta_C} \cdot h^2 \cdot f_o \quad (5.23a)$$

Die Hilfsfunktion f_o ist nach Bild 5.12³ zu ermitteln. In guter Näherung läßt sich f_o für übliche Abmessungsverhältnisse auch nach den Gleichungen (5.23a und b) berechnen.

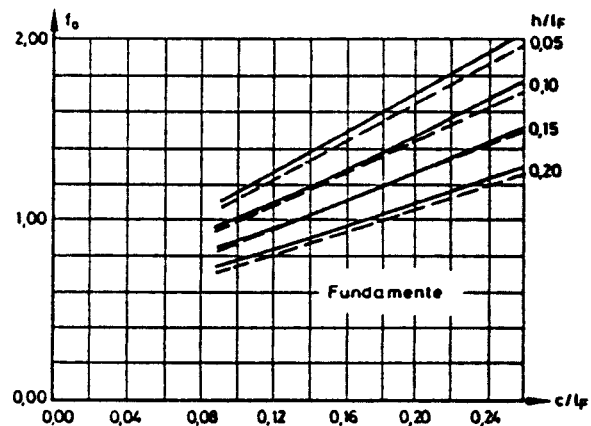
$$f_o = (0,65 + 9,40 \cdot c/\ell_D) - (2,20 + 70 \cdot c/\ell_D) \cdot h/\ell_D \quad (5.23b)$$

bzw. für Fundamente

$$f_o = (0,60 + 6,30 \cdot c/\ell_F) - (1,00 + 15 \cdot c/\ell_F) \cdot h/\ell_F \quad (5.23c)$$



(a) Flachdecken



(b) Fundamente

Bild 5.12 Funktion f_o zu Gleichung 5.23a

— $\hat{=}$ exakt aus "Gl" abgeleitet

- - - $\hat{=}$ Näherung nach Gl.(5.23b und c)

AS-17

5.2.24 Schubtragfähigkeitsnachweis der DIN 1045 /1/

Im Abschn. 22.5 gibt die DIN 1045 an, wie der "Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen" bei Flachdecken zu führen ist. Abschn. 22.7 enthält die erforderlichen Ergänzungen für Fundamente. Im Heft 240 /2/ wird das Verfahren in den dortigen Abschnitten 3.6 bzw. 2.5.2.2 wiederholt. Die allgemein zugängliche Fachliteratur gibt keine Hinweise zur Frage, welche Vorstellungen vom Durchstanzvorgang dem Nachweisverfahren zugrunde liegen und anhand welcher Versuchsergebnisse das Verfahren überprüft wurde. Zur geschichtlichen Entwicklung des Durchstanzsicherheitsnachweises der DIN 1045 sei auf Abschnitt 2 verwiesen.

Die maßgebenden Schubspannungen sind in einem Schnitt im Abstand $h/2$ um die rund angenommene Stütze zu ermitteln.

$$F_{aQ} = \tau_a \cdot \pi \cdot (c + h) \cdot h \quad (5.24a)$$

Bei Fundamenten ist nach Abschn. 22.7 von einer Lastausbreitung unter 45° auszugehen.

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - \pi/4 \cdot (c+2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (5.24b)$$

Quadratische Stützenquerschnitte sind in flächengleiche runde Querschnitte umzurechnen. In den Gleichungen (5.24a) und (5.24b) ist in diesen Fällen zu ersetzen

$$c \rightarrow c_q \cdot \sqrt{4/\pi} \quad (5.24c)$$

Die zulässige Schubspannung τ_a ist von der Betongüte, der Stahlgüte und dem Prozentsatz der Biegezugbewehrung abhängig. Die entsprechenden Beiwerte sind zum Teil in Tabellenform angegeben. Sie lassen sich in sehr guter Näherung in geschlossenen Ausdrücken darstellen, wodurch die Abhängigkeiten klarer zum Ausdruck kommen:

$$\tau_a = 0,052 \cdot (1 + \beta_S/500) \cdot \sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\beta_W^2} \quad (5.24d)$$

Der Bewehrungsprozentsatz μ darf in Gl. (5.24d) nicht größer als 1,5 % oder als $25 \cdot \beta_W / \beta_S$ angesetzt werden, bei Flachdecken darf mit $\mu = 0,5$ % gerechnet werden, auch wenn der tatsächliche Wert niedriger liegt.

Die Nenndruckfestigkeit β_W ist in den Abschn. 6.5.1 und 7.4.3.5.3 der DIN 1045 definiert als die an Würfeln von 200 mm Kantenlänge nachzuweisende Mindestfestigkeit (5%-Fraktilenwert). Für die Versuchsnachrechnungen in den Abschnitten 5.3 und 7 wird die Umrechnungsvereinbarung aus dem Anhang A1 (s. dort Erläuterungen zu Spalte 18 der Tab. A1.1) übernommen, die auch der Festlegung des Abschnittes 7.4.3.5.3 der DIN 1045 für Beton der Festigkeitsklassen B25

und höher entspricht:

$$\beta_C = 0,85 \cdot \beta_W \quad (5.24e)$$

5.2.25 Schubtragfähigkeitsnachweis der CEB-Mustervorschrift

/4/

Die CEB-Mustervorschrift legt - wie auch alle weiteren hier besprochenen ausländischen Vorschriften - eine aufzunehmende Schnittgröße und eine ihr gegenüberzustellende rechnerisch aufnehmbare Schnittgröße fest. Dies ist eine Vorgehensweise, wie sie aus der DIN 1045 beispielsweise aus dem Biegebruchsicherheitsnachweis bekannt ist. Aus dieser Analogie wird im folgenden die aufnehmbare Last als F_u und die zugehörige Schubspannung als τ_u bezeichnet, auch wenn es sich hier streng genommen nicht um die Bruchlast und die Bruchschubspannung handelt, sondern um verminderte Werte, die bereits die Sicherheiten berücksichtigen, die von der Baustoffseite her anzusetzen sind.

Die CEB-Mustervorschrift legt in ihrem Abschn. 6.4.2.2.1 die Sicherheitsabstände zwischen der zulässigen Last F_a und der rechnerisch aufnehmbaren Last F_u für den Lastfall Eigengewicht auf 1,35 und für den Lastfall Verkehr auf 1,50 fest. Nimmt man an, daß ca. 2/3 einer Stützenlast aus Eigengewicht und 1/3 aus Verkehr herrühren, so erhält man

$$F_{aQ} = 1,40 \cdot F_{uQ} \quad (5.25a)$$

Die Schnittführung zur Ermittlung der maßgebenden Schubspannung ist in Bild 5.13 skizziert. Es ergibt sich damit:

$$F_{uQ} = \tau_u \cdot (\pi \cdot h + 4 \cdot c_q) \cdot h \quad (5.25b)$$

$$\text{bzw.} \quad = \tau_u \cdot \pi \cdot (h + c_k) \cdot h \quad (5.25c)$$

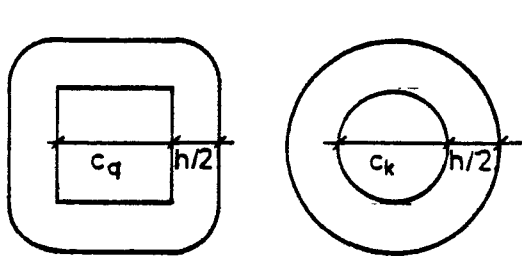


Bild 5.13: Maßgebender Schnitt
nach CEB-Mustervorschrift /4/
(s. dortiger Abschnitt 13.2.1)

Nach Abschn. 13.3 der Vorschrift sind die Sohlpressungen innerhalb der Basis des Durchstanzkegels für das Durchstanzen nicht als wirksam anzusehen. Die Basisfläche ist unter der Annahme einer Lastausbreitung unter 45° und einer Begrenzungsfläche analog der in Bild 5.13 skizzierten Schnittführung zu ermitteln. Es folgt:

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q^2 + 4 \cdot c_q \cdot h + \pi \cdot h^2) / A_F} \quad (5.25d)$$

bzw.

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - \pi/4 \cdot (c_k + 2 \cdot h)^2 / A_F} \quad (5.25e)$$

Die aufnehmbare Schubspannung τ_u erhält man aus Abschn. 13.4 bei Verwendung der Angaben der Abschnitte 11.1.2.1 (dortige Erläuterungen beachten!), 6.4.2.3, 2.4 und 2.3.1 als

$$\tau_u = 0,056 \cdot (1 + 0,5 \cdot \mu) \cdot \underbrace{(1,6 - h)}_{\leq 1,00} \cdot \sqrt{\beta_C} \quad (5.25f)$$

Die Druckfestigkeit β_C ist die nachzuweisende Mindestfestigkeit (5%-Fraktilenwert).

Die insgesamt angestrebte Sicherheit läßt sich aus dem Nachweisverfahren herauslesen als

$$\gamma = 1,40 \cdot 1,50 / 0,70 = 3,00.$$

Die Faktoren sind dabei wie folgt zuzuordnen:

$$\begin{aligned} \gamma_{g+p} &= 1,4 &= \text{Lastannahmen} \\ \gamma_{bD} &= 1,0 &= \text{Betondruckfestigkeit} \\ \gamma_{bZ} &= 1/0,7 &= \text{rechnerische Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus der Betondruckfestigkeit} \end{aligned}$$

5.2.26 Schubtragfähigkeitsnachweis der amerikanischen Vorschrift ACI 318-1977 /6/

Im Abschn. 9.2.1 gibt der ACI-Standard einen Sicherheitsabstand zwischen zulässiger und rechnerisch aufnehmbarer Last von 1,4 für den Lastfall Eigengewicht und 1,7 für den Lastfall Verkehr an. Diese Sicherheitsbeiwerte sind bei für Schubmessungen laut Abschn. 9.3.2 um den Faktor 1/0,85 zu erhöhen. Unter der Annahme, daß die Stützenlast zu ca. 2/3 aus Eigengewicht und zu ca. 1/3 aus Verkehrslast herührt, folgt

$$F_{aQ} = 1,77 \cdot F_{uQ} \quad (5.26a)$$

Wie bereits im geschichtlichen Abriss des Abschn. 1.4 erwähnt, basiert die amerikanische Vorschrift auf den Vorschlägen von Moe /111/. Das von Moe für Bemessungen vorgeschlagene Verfahren (Gl. (5.7a) bis (5.7c)) ließ sich für den Bereich üblicher Bauteilabmessungen in guter Näherung wie folgt umformen:

$$\begin{aligned} F_{uQ} &= (0,766 - 0,093 \cdot c_q/h) \cdot \sqrt{B_C} \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \alpha_F \\ &= (1 + h/c_q) \cdot 0,322 \cdot \sqrt{B_C} \cdot 4 \cdot c_q \cdot h \cdot \alpha_F \\ &= 0,322 \cdot \sqrt{B_C} \cdot 4 \cdot (c_q + h) \cdot h \cdot \alpha_F \end{aligned} \quad (5.26b)$$

Diese Darstellungsart ließ es als sinnvoll erscheinen, den maßgebenden Schnitt nicht wie Moe direkt entlang der Kanten des Stützenanschlusses zu führen, sondern als Quadrat im Abstand $h/2$ um den Stützenanschluß herum. Im Kommentar zum Abschn. 11.11 des ACI-Standards /7/ ist die Schnittführung als Quadrat ohne ausgerundete Ecken dargestellt.

$$F_{uQ} = \tau_u \cdot 4 \cdot (c_q + h) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.26c)$$

Die Schnittführung umschließt in der Sohlfuge genau die Fläche, deren Bodenpressungen nach Moes Vorstellung für das Durchstanzen ohne Bedeutung sind. Moes Annahme wurde übernommen, womit - anders als in der DIN 1045 oder CEB-Muster-

vorschrift - die Schnitte für die Schnittgrößenermittlung und für den Schubspannungsnachweis identisch sind.

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q + h)^2 / A_F}$$

(5.26d)

Im Falle kreisförmiger Stützenquerschnitte legt der Abschn. 15.3 der Vorschrift die Umrechnung in einen flächengleichen quadratischen Ersatzquerschnitt fest. In den Gleichungen (5.26c) und (5.26d) ist in diesen Fällen zu ersetzen

$$c_q \rightarrow \sqrt{\pi/4} \cdot c_k$$

Bei der Beschreibung der rechnerisch aufnehmbaren Schubspannung ist zu beachten, daß der ACI-Standard in seinem Abschn. 4.8.2.3 die Betongüte nach dem Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit $\beta_{C,m}$ einer Serie von Probekörpern definiert. Die Mindestfestigkeit β_C (5%-Fraktilenwert) liegt um 3,45 N/mm² niedriger. Damit ergibt sich aus Gl. (5.26b) die rechnerische Bruchschubspannung als

$$\tau_u = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_{C,m}} = 0,332 \cdot \sqrt{\beta_C + 3,45}$$

(5.26e)

5.2.27) Schubtragfähigkeitsnachweis der britischen Vorschrift CP 110 /5/

Die nach Abschn. 2.3.3 dieser Vorschrift verlangten Sicherheitsbeiwerte von 1,4 für Eigengewicht und 1,6 für Verkehrslast führen unter der Lastaufteilungsannahme von 2/3 Eigengewicht und 1/3 Verkehrslast auf

$$F_{aQ} = 1,47 \cdot F_{uQ}$$

(5.27a)

Die Vorgabe der rechnerisch aufnehmbaren Last lehnt sich eng an das im Abschn. 5.2.15 beschriebene Verfahren zur Bruchlastermittlung von Regan /126/ an. Die Schnittführung für den maßgebenden Schnitt entspricht lt. Abschn. 3.4.5.2

der Vorschrift Bild 5.8, wobei der Abstand von der Stütze statt $k_4 \cdot h = 1,75 \cdot h$ auf $1,50 \cdot d$ festgelegt ist.

$$F_{uQ} = \tau_u \cdot (4 \cdot c_q + \pi \cdot 3,0 \cdot d) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.27b)$$

bzw.
$$= \tau_u \cdot \pi \cdot (c_k + 3,0 \cdot d) \cdot h \cdot \alpha_F \quad (5.27c)$$

Bodenpressungen, die innerhalb des vom maßgebenden Schnitt umschlossenen Bereiches angreifen, brauchen nach Abschn. 3.10.4.2 der Vorschrift bei der Ermittlung von Schubbeanspruchungen nicht angesetzt zu werden:

$$\alpha_F = \frac{1}{1 - (c_q^2 + 6 \cdot c_q \cdot d + \pi \cdot (1,5 \cdot d)^2) / A_F} \quad (5.27d)$$

$$= \frac{1}{1 - (\pi/4 \cdot (c_k + 3 \cdot d)^2) / A_F} \quad (5.27e)$$

Die rechnerisch aufnehmbare Schubspannung τ_u läßt sich näherungsweise aus den tabellarischen Angaben der Abschnitte 3.4.5.1 und 3.3.6.1 darstellen als:

$$\tau_u = \left((0,65 + \frac{\beta_W}{100} - \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \frac{\beta_W - 30}{100}}_{< 0} - (0,77 - 0,27 \cdot \mu^2) \cdot \underbrace{(1,5 - 2 \cdot \mu)}_{\substack{< 1,00 \\ > 1,20}} \right) \quad (5.27f)$$

Die Betondruckfestigkeit β_W ist nach Abschn. 2.3.2 als Mindestfestigkeit (5%-Fraktilenwert) definiert. Entsprechend einer Angabe von Regan in /127/ wird für die Versuchsnachrechnungen im Abschn. 5.3 umgerechnet mit

$$\beta_C = 0,8 \cdot \beta_W \quad (5.27g)$$

5.3 Versuchsnachrechnungen

Nachfolgend werden ~~zuerst~~ die für Versuchsnachrechnungen geeigneten Verfahren und ~~Versuche~~ festgelegt. Sodann werden Annahmen getroffen, wie auch solche ~~Versuche~~ in die Auswertungen einbezogen werden können, deren Versuchskörperformen von den vorausgesetzten Formen einzelner Berechnungs-